

30-0088/001

A B S C H L U S S B E R I C H T

Forschungsauftrag V 198 / DAfStb

Versuche zur Biegetragfähigkeit von Stahlbeton-
plattenstreifen bei extrem tiefer Temperatur

Dr.-Ing. G. Wiedemann

Dipl.-Ing. J. Scheuermann

Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. K. Kordina

Prof. Dr.-Ing. F.S. Rostásy

B I B L I O T H E K

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz
der Technischen Universität Braunschweig
Beethovenstraße 52
D-3300 Braunschweig

Braunschweig, Mai 1983

INHALTSVERZEICHNIS

- 1 Problemstellung
- 2 Materialkennwerte bei und nach Tieftemperaturbeanspruchung
 - 2.1 Versuchsprogramm
 - 2.2 Baustoffe und Probekörper
 - 2.3 Versuchsdurchführung
 - 2.3.1 Betonversuche
 - 2.3.2 Stahlversuche
 - 2.4 Versuchsergebnisse
 - 2.4.1 Ergebnisse der Betonversuche
 - 2.4.1.1 Temperaturdehnverhalten
 - 2.4.1.2 Festigkeit und Verformung von Beton bei Tieftemperatur
 - 2.4.1.3 Festigkeit und Verformung von Beton nach zyklischer Tieftemperaturbeanspruchung
 - 2.4.2 Ergebnisse der Stahlversuche
 - 2.4.2.1 Temperaturdehnverhalten
 - 2.4.2.2 Festigkeits- und Verformungsverhalten
- 3 Biegeversuche an Stahlbetonplatten
 - 3.1 Versuchsprogramm
 - 3.2 Baustoffe und Herstellung der Versuchskörper
 - 3.3 Durchführung der Biegeversuche
 - 3.4 Versuchsergebnisse
 - 3.4.1 Versagensarten
 - 3.4.2 Bruchlasten
 - 3.4.3 Verformungsverhalten, Beton- und Stahldehnung in Feldmitte
 - 3.4.4 Versuch P5
- 4 Eigenspannungen infolge unterschiedlichen Temperaturdehnverhaltens von Beton und Bewehrungsstahl
 - 4.1 Allgemeines
 - 4.2 Versuche
 - 4.2.1 Herstellung der Versuchskörper
 - 4.2.2 Versuchsdurchführung

- 4.2.3 Versuchsergebnisse
- 4.3 Analytische Herleitung
- 5 Zusammenfassung
- 6 Literatur

1. PROBLEMSTELLUNG

Eine verantwortungsbewußte Energiepolitik muß darauf abzielen, die Energieversorgung so weit wie möglich und langfristig durch solche Energieträger sicherzustellen, die zu einer möglichst geringen Umweltbelastung führen. Diese Überlegungen machen es auch in der Bundesrepublik Deutschland dringend erforderlich, neue Wege zu beschreiten.

Seit den ersten Prognosen des Club of Rome wissen wir, daß die Vorkommen an Erdöl, dem derzeit wichtigsten Primärenergieträger, zur Neige gehen. Die Suche nach alternativen fossilen Energieträgern führte zum Erdgas, das lange mangels geeigneter Transportmöglichkeiten nicht wirtschaftlich genutzt werden konnte, ja sogar nutzlos abgefackelt wurde. Natürliches Erdgas ist ein Gemisch aus ca. 90 % Methan, anderen Kohlenwasserstoffverbindungen und Stickstoff. Erdgas bringt kaum Luftverschmutzungsprobleme mit sich, ist ungiftig und besitzt in der Regel mehr als den doppelten Heizwert des Kokereigases.

Es ist wirtschaftlich, Erdgas im flüssigen Aggregatzustand zu transportieren und zu speichern, da bei der Verflüssigung eine Verringerung des Volumens von 1000 l Gas auf etwa 1,7 l Flüssigkeit eintritt. Verflüssigtes Erdgas (Liquified Natural Gas = LNG) besitzt allerdings unter atmosphärischem Druck eine Temperatur von -162°C bis -168°C .

Die Verflüssigung von Erdgas beruht auf erprobter Technologie. Die Lagerung und der Transport des sehr kalten LNGs bringt jedoch schwierige materialtechnische und konstruktive Probleme mit sich. Bereits auf dem FIP-Kongreß 1978 in London wurde erkennbar, daß sich die Betonbauindustrie dieser Herausforderung gestellt hat und daß der Einsatz von Spannbeton auf diesem neuen Gebiet stetig zunimmt. Spannbeton wird dabei nicht nur für LNG-Lager tanks angewandt, sondern wird darüber hinaus auch für den Bau von LNG-Transportschiffen und schwimmenden Verflüssigungsanlagen mit Zwischenspeichern erwogen.

Für den Einsatz von Spannbeton zur Lagerung von Flüssiggas sprechen mehrere Gründe: Sie liegen auf dem Gebiet der Wirtschaftlichkeit, vor allem aber auf dem Gebiet der Sicherheit, weil vorgespannter Beton im Katastrophenfall eine hohe Reißfähigkeit und einen hohen Brandwiderstand besitzt. Näheres s. in [1], [2] und [3].

LNG-Behälter werden heute aus Gründen der Sicherheit in der Regel zweischalig gebaut und bestehen aus den in Bild 1 dargestellten Bauteilen. Dabei kommen im allgemeinen die beiden nachfolgenden Varianten für die Baustoffe des Außen- und Innentanks zur Anwendung:

Variante I: Außentank: Spannbeton
 Innentank: kaltzäher, nickellegierter Stahl

Variante II: Außentank: Spannbeton
 Innentank: Spannbeton mit innenseitiger
 stählerner Dichthaut (Liner)

Der Innentank ist der eigentliche Lagerbehälter für das LNG. Er ist allseitig von einer Wärmedämmschicht umschlossen und besitzt die LNG-Temperatur von $-162\text{ }^{\circ}\text{C}$. Durch kontrolliert langsames Kaltfahren bei der Erstbefüllung wird der Temperaturzwang klein gehalten. Aus betrieblichen Gründen und in Störfällen kann die vollständige Entleerung des Innentanks notwendig werden, der eine erneute Befüllung folgt. Es liegt dann eine Temperaturwechselbeanspruchung der Konstruktion vor.

Der Außentank aus Spannbeton besitzt eine Reihe von Schutzfunktionen: Er hat im Falle eines Lecks im Innentank die Freisetzung von Gas zu unterbinden, da dieses mit Luft vermischt explosiv ist. Er ist Schutzhülle gegen außergewöhnliche Einwirkungen von außen, wie z. B. Brand in Behälternähe u.a.m. Der Spannbetonaußentank ist im Regelbetrieb "warm"; es herrscht in ihm ein nur mäßiges Temperaturgefälle. Im Störfall einer Leckage des Innentanks kann es zu einer örtlich begrenzten, plötzlichen Abkühlung kommen, die als Kälteschock bezeichnet wird.

Eine Spannbeton-Doppeltank-Konstruktion scheint wesentlich besser in der Lage zu sein, den zu erfüllenden Sicherheitsanforderungen gerecht zu werden als die bislang ausgeführte Lösung mit einem Ni-Stahl-Innentank. Auch Kostenüberlegungen sprechen für einen Innenbehälter in Spannbetonbauweise. Allerdings ergeben sich hierdurch eine Reihe neuer Probleme: Aus der Literatur ist bekannt, daß die Baustoffe Beton und Spannstahl grundsätzlich für einen Einsatz im Tieftemperaturbereich geeignet sind. Den bisher durchgeführten Untersuchungen können dagegen keine experimentell gesicherten Aussagen über das Zusammenwirken von Stahl und Beton bzw. über das Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbeton- und Spannbeton-Tragwerken unter Biegung und Längskraft bei gleichzeitiger Tieftemperatur entnommen werden. Kenntnisse hierüber sind jedoch zur Beurteilung der Sicherheitsfragen unerläßlich. Im Rahmen dieser Forschungsaufgabe wurden deshalb sowohl Baustoffuntersuchungen im Tieftemperaturbereich als auch Biegeversuche an Stahlbetonplatten im stationären Temperaturzustand von $-196\text{ }^{\circ}\text{C}$ durchgeführt.

2. MATERIALKENNWERTE BEI UND NACH TIEFTEMPERATURBEANSPRUCHUNG

2.1 Versuchsprogramm

Die Temperaturzustände eines LNG-Behälters in Betrieb und Störfall müssen im Versuch simuliert werden. Hierzu wurden die drei in Bild 2 schematisch dargestellten Temperaturbeanspruchungen gewählt.

Das Festigkeits- und Verformungsverhalten der Baustoffe bei Tieftemperatur wurde mit dem Temperaturverlauf 1a untersucht, wobei die Abkühlgeschwindigkeit variiert wurde. Den ein- oder mehrmaligen Kälteschock erfassen die Temperaturgeschichten 1b und 2. Die geregelten Abkühl- und Aufwärmvorgänge im Betrieb simuliert die Temperaturgeschichte 3.

Bekanntlich übt der Feuchtigkeitsgehalt des Betons einen entscheidenden Einfluß auf dessen Tieftemperaturverhalten aus. Es wurden deshalb sowohl Probekörper untersucht, die vor der Versuchsdurchführung rd. 90 Tage im Klimaraum bei $20\text{ }^{\circ}\text{C}$ und 65 % rel. Feuchte lagerten, als auch solche, die bis zur Prüfung unter Wasser verblieben [4].

Für Beton- und Spannstähle sind derart umfangreiche Versuche mit unterschiedlicher Temperaturgeschichte bzw. Vorlagerung naturgemäß nicht erforderlich. Die mechanisch-technologischen Eigenschaften wurden daher bei Raumtemperatur und bei $-196\text{ }^{\circ}\text{C}$ vergleichend geprüft. Die Abkühlung bei den Versuchen erfolgt nach Temperaturverlauf 1a.

2.2 Baustoffe und Probekörper

Zur Herstellung des Betons wurde Portlandzement PZ 35 F verwendet. Die Zuschlagstoffe (Kies aus Sonnenberg bei Braunschweig) wurden als trockene Körnung in 3 Korngruppen in folgender Zusammensetzung in GT zugegeben:

0/2: 34 %, 2/8: 26 %; 8/16: 40 %

Das Mischungsverhältnis des Betons (Zement : Zuschlag : Wasser in Gewichtsteilen) betrug $1 : 5,3 : 0,54$; der Zementgehalt 349 kg/m^3 . Für die ebenfalls untersuchten Mörtelproben wurde Normsand nach DIN 1164 (Größtkorn 2 mm) verwendet. Das Mischungsverhältnis entsprach der Normmischung $1 : 3 : 0,5\text{ GT}$.

Um eine möglichst homogene Temperaturverteilung innerhalb der Probekörper zu gewährleisten und Temperaturspannungen infolge der Gradienten im Probekörper klein zu halten, wurde eine zylindrische Probengeometrie gewählt. Die Probekörper wurden in Stahlschalungen hergestellt. Nach dem Ausschalen erfolgte jeweils eine 7-tägige Wasserlagerung. Danach wurden die Probekörper für die Einzeluntersuchungen gemäß Bild 3 durch Sägen und Schleifen in Abschnitte unterteilt, wobei die beiden Probenenden mit den höheren bzw. niedrigeren Feuchtigkeitsgehalten verworfen wurden.

Die Druckfestigkeit und das Verformungsverhalten wurden an zylindrischen Probekörpern von 8 cm Durchmesser und 16 cm Höhe ermittelt, die Spaltzugfestigkeit an Körpern von 8 cm Durchmesser und 8 cm Länge. Das Temperaturdehnverhalten von Zementmörtel wurde in einem Dilatometer an Bohrkernen von 1,2 cm Durchmesser und 4 cm Länge bestimmt.

Nach dem Sägen und Schleifen lagerten die Probekörper im Klimaraum bei 20 °C und 65 % rel. Feuchte bzw. unter Wasser bis zum Prüfalter von rd. 100 Tagen. Die Betonfestigkeiten sind Tab. 2 zu entnehmen.

Für die Untersuchungen wurde vergüteter SIGMA Spannstahl St 1420/1570, rund, gerippt, der Fried. Krupp-Hüttenwerke mit Nenndurchmessern von 6,2 mm und 8,0 mm herangezogen. Dieses Material wurde gewählt, weil aus früheren Untersuchungen die guten Zähigkeitseigenschaften auch im Bereich extrem tiefer Temperaturen bekannt sind.

Das Material wurde zur Ermittlung der mechanisch-technologischen Eigenschaften in 1 m lange Abschnitte zersägt, die zur Bestimmung von Bruch- und Gleichmaßdehnung über die gesamte Länge mit einer 5 mm-Teilung versehen wurden.

Da mit den Untersuchungen auch die Möglichkeit einer Verwendung von Betonstählen zur Bewehrung tiefkalter Betonkonstruktionen überprüft werden sollte, wurde ein Betonstahl BSt 420/500 RK mit einem Nenndurchmesser von 8,0 mm in das Versuchsprogramm einbezogen. Die Vorbereitung der Proben für die Ermittlung der mechanisch-technologischen Eigenschaften bei Raumtemperatur und - 196 °C erfolgte in gleicher Weise wie bei den Spannstählen.

2.3 Versuchsdurchführung

2.3.1 Betonversuche

Die Temperaturbeanspruchung wurde in einer Kältekammer aufgebracht, in der mit einstellbarer Abkühl- bzw. Erwärmungsgeschwindigkeit beliebige Temperaturen zwischen - 196 °C und + 20 °C erzeugt werden können. Das Kühlmedium ist Flüssigstickstoff, der mit Hilfe eines Propellers im Kühlraum zerstäubt wird. Bild 4 zeigt die Temperaturverläufe während eines Temperaturzyklus, die an folgenden Orten gemessen wurden: in der Kältekammer, in der Achse und an der Oberfläche der Betonprobe. Die Temperaturdifferenz zwischen Probenoberfläche und Probenmitte beträgt maximal 20 °C. Die Probekörper wurden unmittelbar vor Versuchsbeginn in eine PVC-Folie eingewickelt und dicht verklebt, um Feuchteänderungen während des Versuchs zu unterbinden.

Zur Messung des Temperaturdehnverhaltens wurden die Probekörper (Betonzylinder \varnothing 8 cm, h = 16 cm) in der Temperaturkammer mit 2 K/min in Stufen abgekühlt. Vor jeder Dehnungsmessung wurde die jeweilige Kammertemperatur so lange konstant gehalten, bis sich Körpermitten- und Kammertemperatur einander angeglichen hatten. Die Dehnung wurde dann bei kurzzeitiger Öffnung der Kammertür mit einem Setzdehnungsmesser aus Invarstahl (Meßbasis 10 cm) auf der Oberfläche des Probekörpers gemessen. Vergleichsmessungen mit Quarzstäben, mit denen die Stirnflächen des Körpers abgetastet wurden, bewiesen die Zuverlässigkeit der Meßmethode. Das Temperaturdehnverhalten der Mörtelproben wurde an zylindrischen Proben \varnothing 12 mm, h = 40 mm in einem Dilatometer gemessen.

Zur Messung der Zylinderdruckfestigkeit und des Spannungs-Dehnungs-Verhaltens wurden die Probekörper (Betonzylinder \varnothing 8 cm, h = 16 cm) in der Tieftemperaturkammer mit 2 K/min abgekühlt. Sobald die gewünschte Kammertemperatur erreicht war, wurde sie so lange konstant gehalten, bis diese Temperatur auch im Inneren der Probe erreicht war. Die Betonzylinder wurden dann über stählerne Druckstempel, die durch Öffnungen in Boden und Decke der Kammer geführt waren, belastet. Zwischen Druckstempel und Stirnenden der Probekörper wurden zur Wärmedämmung 2 mm dicke Pappeschichten gelegt.

Zur Aufnahme der Spannungs-Dehnungs-Linien war jeder Probekörper mit 3 elektrischen Dehnmeßstreifen (Typ Hottinger, Baldwin Meßtechnik GmbH, 60/120 LP 21, Basislänge 60 mm) bestückt, die in halber Körperhöhe und über den Umfang im Winkel von 120° angeordnet waren. Die Temperaturkompensation wurde mit Hilfe eines weiteren Probekörpers erreicht, der ebenfalls mit 3 DMS beklebt war und direkt neben dem zu prüfenden Körper in der Kammer stand. Kontrollversuche, bei denen außer den DMS auch noch induktive Wegaufnehmer (Typ Hottinger, Baldwin Meßtechnik, Induktiver Wegaufnehmer W 1 E/5-5) angeordnet waren, haben gezeigt, daß durch beide Methoden identische Spannungs-Dehnungs-Linien gemessen werden. Die Druckversuche wurden weggesteuert gefahren.

Die in den Abbildungen dargestellten σ - ϵ -Linien enden an jenen Dehnungen, unter denen die DMS infolge von Rißbildung im Beton bzw. durch Ablösen ausfielen. Der Höchstwert der Spannung ist die jeweilige Zylinderdruckfestigkeit.

2.3.2 Stahlversuche

Die Temperaturdehnungen am Stahl wurden mit dem gleichen Meßgerät wie für den Beton gemessen. Dazu wurden auf 150 mm lange Spannstahlabschnitte im Abstand von 100 mm die Meßplättchen für den Satzdehnungsmesser aufgeklebt. Auf die gegenüberliegende Seite des Stabumfangs wurden kurze Metallstreifen geklebt, die ein Rollen der Probe­stäbe verhinderten. Die so mit Meßplättchen und gegen Rollen gesicherten Probestäbe wurden in einem entsprechenden Kunststoffgefäß so weit mit feinem Quarzsand bedeckt, daß gerade noch die Meßplättchen aus dem Sand herausragten. Auf diese Weise wurde sichergestellt, daß die Wärmekapazität in der Umgebung des Stabes wesentlich erhöht wurde, so daß während der jeweils kurzen Meßperioden keine Temperaturänderungen am Stahl eintraten. Parallel dazu wurden auch an 40 mm langen Stahlproben die Temperaturdehnwerte in einem automatisch registrierenden Tieftemperaturdilatometer bestimmt.

Die Messung der Festigkeits- und Verformungseigenschaften erfolgte in einer eigens für Untersuchungen an Stählen konzipierten Kältekammer, die in eine Universalprüfmaschine eingebaut werden kann. Die Proben werden darin über Keile und Hülsen verankert. Die freie Prüflänge beträgt je nach Versuchsaufbau 500 bis 800 mm; die Temperierung erfolgt geregelt durch verdampfenden Flüssigstickstoff, so daß Temperaturen zwischen $- 80^{\circ}\text{C}$ und $- 180^{\circ}\text{C}$ eingestellt werden können. Zur Prüfung bei $- 196^{\circ}\text{C}$ wird nach Abkühlung der Kammer und der Probe auf $- 180^{\circ}\text{C}$ über eine Zusatzeinrichtung Flüssigstickstoff direkt an das obere Ende der Probe geleitet, von wo er dann die Probe völlig umschließend nach unten abläuft. Der Temperaturgradient bei gasförmiger Kühlung

beträgt längs der freien Meßlänge maximal 5 °C. Bei - 196 °C tritt wegen der völligen Umschließung der Probe mit Flüssigstickstoff kein Gradient auf.

Die Aufzeichnung des σ - ϵ -Diagramms erfolgte vollautomatisch mittels induktiver Wegaufnehmer, elektronischer Meßverstärker und eines x-y-Schreibers. Die Belastungsgeschwindigkeit betrug i.M. 20 kN/min.

2.4 Versuchsergebnisse

2.4.1 Ergebnisse der Betonversuche

2.4.1.1 Temperaturdehnverhalten

In einem Stoff von so großer Porosität und innerer Oberfläche wie Zementstein gefriert das Porenwasser weder bei 0 °C noch insgesamt schlagartig. Der Gefrierpunkt von 0 °C gilt nur für eine freie Wasseroberfläche unter atmosphärischem Druck. Im Zementstein bzw. Beton erstreckt sich der Gefriervorgang über einen weiten Temperaturbereich. Die Gefrierpunktserniedrigung hat zwei Gründe: Erstens enthält das Porenwasser gelöste Stoffe, und zweitens wird in feinporösen Stoffen wegen der Wechselwirkungen zwischen Wasser und Feststoff der Gefrierpunkt verschoben. Letzteres bedeutet, daß das Wasser in den groben Poren vor dem in Feinporen gefriert.

Aus diesen Gründen muß man davon ausgehen, daß im Porensystem gleichzeitig und nebeneinander Wasser und Eis über einen Tieftemperaturbereich existieren, der sich bis zu - 90 °C erstreckt [5].

Bild 5 zeigt stellvertretend für eine Vielzahl von Einzelergebnissen vergleichend das Temperaturdehnverhalten von normalgelagertem Beton, wassergesättigtem Beton und Spannstahl [4].

Spannstahl und normalgelagerter Beton verformen sich bei Abkühlung und Erwärmung nahezu linear, wobei bei den

hier untersuchten Baustoffen der Spannstahl eine deutlich größere Verkürzung bei gleicher Temperaturerniedrigung aufweist.

Die Temperaturdehnkurve eines wassergesättigten Betons weist drei typische Bereiche auf: Im ersten Bereich (ab + 20 °C) findet eine Kontraktion der Probe statt. Im zweiten Bereich - als Übergangsbereich bezeichnet - dehnt sich die Probe aus. Diese Expansion ist um so ausgeprägter, je höher der W/Z-Wert und der Feuchtigkeitsgehalt der Probe sind. Ferner hängt sie von der Beschaffenheit der Porenstruktur ab. Im dritten Bereich ist eine nahezu lineare Kontraktion zu beobachten.

Diese Bereiche werden beim Schmelzen des Poreneises rücklaufend durchfahren, wobei die Ausdehnung des Auftauens die des Gefrierens übertrifft und eine irreversible Gefügebraufweitung hinterläßt. Das Temperaturdehnverhalten von Stahl und wassergesättigtem Beton unterscheidet sich somit grundlegend. Um das thermische Dehnverhalten wassergesättigter Proben eingehender studieren zu können, wurden weitere Untersuchungen an Zementmörteln durchgeführt.

Bild 6 zeigt die Expansion beim Gefrieren des Porenwassers in Abhängigkeit vom Feuchtigkeitsgehalt und W/Z-Wert der Proben. Die in Bild 5 dargestellten Werte wurden bei stationärer Temperatur mechanisch gemessen (Beton-Zylinder \varnothing 8/16 cm), während die in den Bildern 6 und 7 dargestellten Temperatur-Dehnungslinien an Mörtelbohrkernen (\varnothing 1,2/4,0 cm) bei kontinuierlicher Temperaturänderung (2,5 K/min) in einem Dilatometer gemessen wurden; deshalb ergibt sich ein Versatz in der Abkühl- und Erwärmungskurve.

Bild 7 zeigt das Temperaturdehnverhalten von wassersatttem HOZ-Mörtel bei 12 Temperaturzyklen. Jeder Zyklus vergrößert die bleibende Dehnung. Nach 12 Zyklen beträgt diese rund 2,8 % bei einem wassergesättigten HOZ-Mörtel. Äußerlich sichtbare Risse treten nicht auf.

2.4.1.2 Festigkeit und Verformung von Beton bei Tieftemperatur

Den Einfluß verschiedener Tieftemperaturbeanspruchungen auf die Betonfestigkeiten zeigt Bild 8.

Erwartungsgemäß steigen die Festigkeitswerte nach Abkühlung auf -170 bzw. -196°C und Prüfung bei dieser Temperatur stark an, und zwar um so mehr, je höher der Feuchtigkeitsgehalt der Probekörper ist. Die Tieftemperaturdruckfestigkeit nach schockartiger Abkühlung ist etwas geringer als nach geregelter, langsamer Abkühlung mit 2 K/min . Die Druckfestigkeit erfährt durch einen einmaligen Kälteschock und Prüfung bei Raumtemperatur nur einen geringen Verlust und auch nur bei wassersattem Beton. Die Spaltzugfestigkeit wird deutlich geschädigt: Um rund 15% bei vorgetrocknetem und um rund 40% bei wassersattem Beton.

Trägt man jeweils über der Prüftemperatur die auf die Ausgangsdruckfestigkeit β_0 bezogene Zylinderdruckfestigkeit bei Tieftemperatur β_t auf, so erhält man den in Bild 9 dargestellten Zusammenhang. Bemerkenswert ist, daß die Festigkeit des wassersatten Betons mit abnehmen der Temperatur nicht kontinuierlich ansteigt. Nach einem ersten steilen Anstieg der Festigkeit zwischen etwa 0 und -20°C folgt eine degressive Zunahme bis rund -50°C . Ab dort steigt die Festigkeit wieder stärker an und schwenkt auf eine nahezu geradlinige Zunahme bis -170°C ein.

Bild 10 zeigt Spannungs-Dehnungs-Linien von zentrisch gedrücktem Beton, der bis zur Prüfung im Alter von rund 90 Tagen unter Wasser bzw. im Normklima 20/65 vorgelagert worden war, jeweils bei Raumtemperatur und bei -170°C .

Wassersatter Beton zeigt bei -170°C ein ausgeprägtes linear-elastisches und sprödes Verhalten. Der im Normklima 20/65 gelagerte Beton zeigt im letzten Beanspruchungsdrittel ein leichtes Abkrümmen von der Hookeschen

Geraden. Es fällt auf, daß die Bruchdehnungen bei -170°C etwa gleich groß sind wie die bei Raumtemperatur. Das Arbeitsvermögen - wohl nur elastischer Natur - steigt gegenüber Raumtemperatur an. Der Feuchtezustand beeinflusst das Spannungs-Dehnungs-Verhalten in ausgeprägter Weise. Bild 10 enthält auch Angaben zur mittleren Betonfeuchte bei der Prüfung. Der Wert u_m ist der Feuchtigkeitsgehalt der Probekörper ($\varnothing 8/16\text{ cm}$), bezogen auf das Trockengewicht (Trocknung bis zur Gewichtskonstanz bei 105°C) in M.-%.

Der Druckelastizitätsmodul bei $+20^{\circ}\text{C}$ ist hier als Sekantenmodul zwischen dem Ursprung und etwa einem Drittel der Festigkeit definiert. Bei Tieftemperatur bezeichnet E die Steigerung der in Bild 10 eingetragenen Geraden. Der E-Modul steigt bei -170°C mit zunehmender Feuchte des Betons an; er erreicht rund das 2,3-fache gegenüber Raumtemperatur.

In Bild 11 sind die Spannungs-Dehnungs-Linien des wassersatten Betons in Abhängigkeit von der Tieftemperatur dargestellt, und zwar beginnend bei Raumtemperatur bis -170°C : Die Form der Spannungs-Dehnungslinie wird durch die Temperatur deutlich beeinflusst. Bei -170°C ist das Spannungs-Dehnungs-Verhalten nahezu linear-elastisch und spröde. Bei höheren Temperaturen tritt ein zunehmendes Abkrümmen von der Hookeschen Geraden und ein immer deutlicherer Plastizierungsbereich jenseits des Spannungsmaximums auf.

Es fällt auf, daß sich die Dehnung ϵ_u unter der Höchstspannung bei -170°C von der bei Raumtemperatur kaum unterscheidet. Bei den Zwischentemperaturen ist die Dehnung ϵ_u unter der Höchstspannung sogar größer als bei -170°C bzw. $+20^{\circ}\text{C}$. Sie nimmt bei Temperaturabnahme von $+20^{\circ}\text{C}$ bis rund -50°C bis -60°C auf ein Maximum stetig zu. Ab dort nimmt sie wieder ab.

2.4.1.3 Festigkeit und Verformung von Beton nach zyklischer Tieftemperaturbeanspruchung

Bei jedem Befüll- und Entleervorgang eines LNG-Tanks mit einem Spannbetoninnenbehälter muß durch Steuerung der Wandtemperaturen das allmähliche Anfahren an die Solltemperatur mit kleinstmöglicher Gradienten über die Wanddicke erreicht werden. Nur auf diese Weise ist es möglich, den Temperaturzwang zu beherrschen. Damit stellt sich die Frage, ob zyklische Temperaturwechsel zu einer Beeinträchtigung des Werkstoffs führen. Zur Klärung dieser Frage wurden wassersatte Betone und solche, die im Klimaraum bei 20 °C und 65 % rel. Feuchte vorgelagert waren, zyklischen Tieftemperaturbeanspruchungen bis - 30 °C, - 70 °C und - 170 °C unterworfen. Durch Halteperioden an Tief- und Raumtemperatur wurde das Temperaturfeld homogenisiert, also Gleichheit mit der Kammertemperatur hergestellt. Nach bestimmten Zyklenzahlen wurde dann die Restfestigkeit bei 20 °C geprüft.

In Bild 12 ist die mit jedem Zyklus zunehmende Schädigung von wassersattem Beton dargestellt. Die Spaltzugfestigkeit erfährt eine größere Einbuße als die Druckfestigkeit. Nach Temperaturzyklen bis - 30 °C sind die Festigkeitsverluste geringer als nach Zyklen bis - 70 °C. Offensichtlich ist bei - 30 °C noch nicht das gesamte in den Poren eingelagerte Wasser gefroren. Nach Zyklen bis - 170 °C entsprechen die Restfestigkeiten den nach den Zyklen bis - 70 °C gemessenen Werten. Bei - 70 °C ist das Porenwasser, das beim Gefrieren zu einer Schädigung des Betons führt, zu Eis geworden. Die Versuche deuten also darauf hin, daß Temperaturen unterhalb von rund - 70 °C zu keinen zusätzlichen Festigkeitsverlusten führen [4].

Die entscheidende Rolle der Betonfeuchtigkeit für das Ausmaß der Schädigung zeigt Bild 13. Im unteren Bereich ist der Abfall an Festigkeit des wassersatten Betons dargestellt. Im oberen Bereich ist das Verhalten von Proben gezeigt, die rund 90 Tage im Klima 20/65 austrocknen konnten. Es trat dann praktisch keine Schädigung mehr auf.

2.4.2 Ergebnisse der Stahlversuche

2.4.2.1 Temperaturdehnverhalten

Das Temperaturdehnverhalten wurde bereits in Bild 5 neben den entsprechenden Kurven unterschiedlich feuchter Betone dargestellt. Die Verkürzung bei einer Temperaturerniedrigung von Raumtemperatur auf $-180\text{ }^{\circ}\text{C}$ beträgt 1,9 %. Wie bisher vorliegende Untersuchungen im Rahmen von Materialprüfungen zeigten, sind Kurvenverlauf und Temperaturdehnwerte von Stahlart bzw. -herstellungsverfahren nahezu unabhängig.

2.4.2.2 Festigkeits- und Verformungsverhalten

Wie aus Bild 14 und Tabelle 1 hervorgeht, steigt bei einer Abkühlung des vergüteten Spannstahls St 1420/1570, rund, gerippt, von $20\text{ }^{\circ}\text{C}$ auf $-196\text{ }^{\circ}\text{C}$ die Zugfestigkeit um rd. 23 % an. Diese Festigkeitszunahme ist mit einer Abnahme der Zähigkeit verbunden: Bruchdehnung A_{10} und Gleichmaßdehnung A_g nehmen um 25 - 30 % ab. Die Stähle brechen aber trotzdem nicht spröde, sondern zeigen die typischen Anzeichen eines zähen Bruches (Einschnürung, Scherlippen). Der Elastizitätsmodul bleibt nahezu unverändert, wobei sich der linear-elastische Bereich zu höheren Spannungen verschiebt.

In einigen Versuchen wurde auch der Festigkeitssteigerung eines Betonstahls BSt 420/500 RK bei Abkühlung auf $-196\text{ }^{\circ}\text{C}$ nachgegangen. Die Zugfestigkeit stieg um 68 % von $519,5\text{ N/mm}^2$ bei $20\text{ }^{\circ}\text{C}$ auf $875,2\text{ N/mm}^2$ bei $-196\text{ }^{\circ}\text{C}$ an.

Es kann davon ausgegangen werden, daß der tatsächliche Festigkeitsanstieg noch höher liegt, da alle Proben in der Einspannung brachen. Der Bruch trat noch vor dem Erreichen einer bleibenden Verformung von 0,2 % ein; eine Gleichmaßdehnung konnte auf der Meßbasis von 800 mm nicht festgestellt werden.

Tab. 1: Mechanische Eigenschaften des Spannstahls bei + 20 °C und - 196 °C

| Spannstahlsorte Herstellungsart Nenndurchmesser Querschnittsform | Prüf- tempe- ratur [°C] | Ø (Ist) [mm] | Quer- schnitt (Ist) A _S [mm ²] | 0,01 %- Dehn- grenze β _{0,01} [N/mm ²] | Streck- grenze β _{0,2} [N/mm ²] | Zug- festig- keit β _Z [N/mm ²] | Bruch- dehnung A ₁₀ [%] | Gleichma- dehnung A _g [%] |
|---|----------------------------------|--------------------|---|---|---|---|---|---|
| SIGMA St 1420/1570 vergütet Ø 6,2 mm rund gerippt | + 20 | 6,18 | 30,00 | 1390 | 1477 | 1593 | 9,2 | 3,0 |
| | | 6,20 | 30,19 | 1325 | 1451 | 1573 | 10,0 | 3,7 |
| | | 6,19 | 30,10 | 1358 | 1464 | 1583 | 9,6 | 3,4 |
| | - 196 | | | | | 1927 | 6,7 | 2,5 |
| | | | | | | 2000 | 7,0 | 2,3 |
| | | | | | | 1913 | 7,8 | 1,0 |
| | | | | | i.M. | 1947 | 7,2 | 2,6 |
| SIGMA St 1420/1570 vergütet Ø 8,0 mm rund gerippt | + 20 | 8,03 | 50,65 | 1348 | 1475 | 1599 | 8,8 | 3,8 |
| | | 8,03 | 50,65 | 1348 | 1475 | 1599 | 9,4 | 3,8 |
| | | 8,03 | 50,65 | 1348 | 1475 | 1599 | 9,1 | 3,8 |
| | - 196 | | | | | 1943 | 4,3 | 1,2 |
| | | | | | | 1994 | 6,2 | 2,0 |
| | | | | | | 1986 | 8,4 | 5,0 |
| | | | | | i.M. | 1974 | 6,3 | 2,7 |

3. BIEGEVERSUCHE AN STAHLBETONPLATTEN

3.1 Versuchsprogramm

Insgesamt wurden an 9 Stahlbetonplatten Biegeversuche durchgeführt. Die im folgenden berichteten Biegeversuche an neun Stahlbetonplatten sind als Pilotstudie zu betrachten. Neben dem Biegebewehrungsgrad der nicht auf Schub bewehrten Platten waren die Vorlagerungsart und die Prüftemperatur die Variablen. Tab. 2 enthält die wesentlichen Angaben. Die Prüfung erfolgte im Alter von rd. 90 Tagen.

Die Platten PO, P1, P2, P3, P4, P7 und P8 wurden bei einem homogenen Temperaturzustand von -196°C (schockartig abgekühlt) geprüft. Die Platte P6 wurde zum Vergleich ohne Temperaturbeanspruchung bei Raumtemperatur 20°C geprüft.

Bei Platte P5 wurde die Biegedruckzone vor dem Biegeversuch 10 x auf -196°C schockartig abgekühlt und wieder auf $+20^{\circ}\text{C}$ erwärmt. Die Platte wurde dann ebenfalls bei Raumtemperatur geprüft. Über Versuchsdurchführung und Ergebnisse dieses Versuchs wird in Abschnitt 3.4.4 gesondert berichtet.

Neben den Bruchlasten wurden bei allen Platten die Durchbiegung sowie die Beton- und Stahldehnungen in Feldmitte gemessen.

3.2 Baustoffe und Herstellung der Versuchskörper

Die Betonzusammensetzung, die Druckfestigkeiten und die E-Modul-Werte bei Raumtemperatur sind der Tabelle 2 zu entnehmen.

Als schlaffe Bewehrung wurde Spannstahl verwendet, dessen Festigkeits- und Verformungseigenschaften in Tabelle 1 sowie in Bild 14 enthalten sind. Die Bewehrungen der Stahlbetonplatten sind in Bild 15 dargestellt. Die Platte PO wurde mit Betonstahl BSt 420/500 RK, die Platten P1

Tab. 2: Festigkeitswerte des Betons bei Raumtemperatur

| Prüf- körper Nr. | Würfeldruckfestigkeit 15 x 15 x 15 cm ³ umgerechnet auf 20 cm Würfel [N/mm ²] | | | | Zylinderdruckfestigkeit Ø 15/30 cm [N/mm ²] | | | | E-Modul Ø 15/30 cm [kN/mm ²] | | | |
|------------------------|---|---------------------|------------------|---------------------|---|---------------------|------------------|---------------------|--|---------------------|------------------|---------------------|
| | 28 Tage | | 90 Tage | | 28 Tage | | 90 Tage | | 28 Tage | | 90 Tage | |
| | DIN- Lagerung | Wasser- Lagerung | DIN- Lagerung | Wasser- Lagerung | DIN- Lagerung | Wasser- Lagerung | DIN- Lagerung | Wasser- Lagerung | DIN- Lagerung | Wasser- Lagerung | DIN- Lagerung | Wasser- Lagerung |
| PO | 52,0 | - | 58,0 | - | 42,2 | - | 45,2 | - | 26,7 | - | 28,3 | - |
| P1 | 52,0 | - | 58,0 | - | 42,2 | - | 45,2 | - | 26,7 | - | 28,3 | - |
| P2 | - | 47,0 | - | 53,0 | - | 40,4 | - | 41,6 | - | 29,3 | - | 31,2 |
| P3 | 55,0 | - | 62,0 | - | 44,9 | - | 47,6 | - | 30,8 | - | 32,0 | - |
| P4 | - | 50,0 | - | 57,0 | - | 42,1 | - | 45,3 | - | 32,5 | - | 34,5 |
| P5 | - | 44,0 | - | 52,0 | - | 36,4 | - | 40,5 | - | 29,8 | - | 30,3 |
| P6 | 53,0 | - | 60,0 | - | 42,7 | - | 47,0 | - | 29,6 | - | 30,2 | - |
| P7 | 47,0 | - | (53,0) | - | 42,0 | - | 45,0 | - | 29,5 | - | 30,6 | - |
| P8 | - | 42,0 | - | 49,0 | - | 36,0 | - | 39,0 | - | 30,3 | - | 31,8 |

Betonzusammensetzung:

349 kg/m³ PZ 35 F ≈ 1,0 GT

1859 kg/m³ Zuschlag ≈ 5,3 GT

188 kg/m³ Wasser ≈ 0,54 GT

Ausbreitmaß im Mittel 37,0 cm

Verdichtungsmaß im Mittel 1,09

Frischbetonrohddichte 2,395 kg/dm³

Zuschlag: Kies aus Sonnenberg bei Braunschweig 0/2: 34 %; 2/8: 26 %; 8/16: 40 %

Tab. 3: Rechenwerte und Versuchsergebnisse

| Vers. Nr. | Vor- lagerung [°C/r.F.] | Prüf- tempe- ratur [°C] | Bewehrung (a) BSt 420/500 (b) St 1420/1570 | Stahl β_z -196°C bzw. + 20°C [N/mm ²] | b d h [cm] | $\mu =$ $\frac{A_s \cdot 100}{b \cdot h}$ [%] | Beton β_R $= 0,85 \cdot \beta_w \cdot \alpha$ 1) [N/mm ²] | Rechnung | | Versuch 2 $F_{U,V}$ [kN] | $\frac{F_{U,V}}{F_{U,R}}$ | Bruch- art | Schub- spannung τ_o [N/mm ²] |
|--------------|-----------------------------------|--------------------------------------|--|---|---------------------|---|--|----------------|---------------------|------------------------------------|---------------------------|-----------------|--|
| | | | | | | | | M_U [kNm] | $2 F_{U,R}$ [kN] | | | | |
| P 0 | 20/65 | - 196 | 4 \emptyset 8 (a) $A_s = 2,0 \text{ cm}^2$ | 875,2 | 50 14 11,6 | 0,34 | $49,3 \cdot 2,0$ $= 98,6$ | 19,9 | 77,6 | 96,4 | 1,24 | B ²⁾ | 0,87 |
| P 1 | 20/65 | - 196 | 4 \emptyset 6,2 (b) $A_2 = 1,21 \text{ cm}^2$ | 1947,0 | 50 14 11,7 | 0,21 | $49,3 \cdot 2,0$ $= 98,6$ | 26,8 | 81,0 | 86,6 | 1,07 | B | 0,77 |
| P 2 | unter Wasser | - 196 | 4 \emptyset 6,2 (b) $A_s = 1,21 \text{ cm}^2$ | 1947,0 | 50 14 11,7 | 0,21 | $45,1 \cdot 3,5$ $= 157,9$ | 27,1 | 81,9 | 87,0 | 1,06 | B | 0,77 |
| P 3 | 20/65 | - 196 | 4 \emptyset 8 (b) $A_s = 2,0 \text{ cm}^2$ | 1974,0 | 50 14 11,6 | 0,34 | $52,7 \cdot 2,0$ $= 105,4$ | 43,8 | 133,3 | 140,0 | 1,05 | B | 1,25 |
| P 4 | unter Wasser | - 196 | 4 \emptyset 8 (b) $A_s = 2,0 \text{ cm}^2$ | 1974,0 | 50 14 11,6 | 0,34 | $48,5 \cdot 3,3$ $= 169,8$ | 44,6 | 135,7 | 136,0 | 1,00 | B | 1,21 |
| P 5 | unter Wasser | + 20 | 4 \emptyset 8 (b) $A_s = 2,0 \text{ cm}^2$ | 1599,0 | 50 14 11,6 | 0,34 | s. Abschn. 3.4.4 | | | | - | - | |
| P 6 | 20/65 | + 20 | 4 \emptyset 8 (b) $A_s = 2,0 \text{ cm}^2$ | 1599,0 | 50 14 11,6 | 0,34 | $51,0 \cdot 1,00$ $= 51,0$ | 35,0 | 106,3 | 117,4 | 1,10 | B | 1,05 |
| P 7 | 20/65 | - 196 | 7 \emptyset 8 (b) $A_s = 3,5 \text{ cm}^2$ | 1974,0 | 50 14 11,6 | 0,60 | $45,1 \cdot 2,0$ $= 90,2$ | 73,1 | 223,4 | 229,0 | 1,03 | S | 2,05 |
| P 8 | unter Wasser | - 196 | 7 \emptyset 8 (b) $A_s = 3,5 \text{ cm}^2$ | 1974,0 | 50 14 11,6 | 0,60 | $41,7 \cdot 3,5$ $= 146,0$ | 75,8 | 231,7 | 225,6 | 0,97 | S | 2,02 |

1) α s. Abschn. 3.42

2) B = Biegebruch, S = Schubbruch

bis P8 mit schlaff eingelegtem Spannstahl St 1420/1570 bewehrt. Der Spannstahl wurde gemäß Bild 16 an den Stirnenden der Platten verankert, um ein Verbundversagen infolge der geringeren Rippung des Spannstahls auszuschließen.

Nach Herstellung lagerten die Platten zunächst 7 Tage unter feuchten Tüchern und anschließend bis zur Versuchsdurchführung nach rd. 90 Tagen im Klimaraum bei 20 °C und 65 % rel. Feuchte (mit DIN-Lagerung bezeichnet) bzw. unter Wasser.

3.3 Durchführung der Biegeversuche

Die Biegeversuche wurden in einer 250 kN Biegeprüfmaschine durchgeführt. Das statische System und der Versuchsaufbau sind auf den Bildern 17 und 18 schematisch dargestellt. Bild 19 zeigt ein Foto des Versuchsaufbaus. Die bei - 196 °C geprüften Betonplatten (PO ÷ P4, P7 und P8) wurden in einer wärmeisolierten Stahlblechwanne auf zwei gelenkigen Auflagern (eins verschieblich) gemäß Bild 18 gelagert. Vor der Belastung wurden die Platten durch Füllung der Wanne mit flüssigem Stickstoff auf - 196 °C ausgekühlt. Bild 20 zeigt den Temperatur-Zeitverlauf in der Betonplatte nach der Füllung der Wanne. Die Belastung wurde erst nach vollständiger Durchkühlung der Platte (nach rd. 2,5 Stunden) in Stufen aufgebracht. Bei jeder Laststufe wurde die Durchbiegung in Plattenmitte mit Hilfe von zwei Meßuhren (Meßgenauigkeit 1/100 mm, s. Bild 21), die Betondruckdehnung auf der Plattenoberseite mit 2 und die Stahldehnung jeweils mit 3 bzw. 4 elektrischen Dehnmeßstreifen gemessen.

3.4 Versuchsergebnisse

3.4.1 Versagensarten

Bei den schwach bewehrten Platten PO bis P6 trat das Versagen jeweils durch Zerreißen sämtlicher Bewehrungsstäbe ein. Die Bruchflächen der Stähle St 1420/1570 zeigten

deutliche Einschnürungen und Scherlippen, während die Betonstähle BSt 420/500 RK von Platte PO spröde brachen. Bei den höher bewehrten Platten P7 und P8 trat das Versagen durch Schubbruch ein. In Bild 22 ist ein Versuchskörper nach dem Biegebruch (PO bis P6) und in Bild 23 ein Versuchskörper nach dem Schubbruch dargestellt (P7 und P8).

3.4.2 Bruchlasten

Tabelle 3 enthält die rechnerischen und die im Versuch bestimmten Bruchlasten. Bei der Bestimmung der rechnerischen Bruchlast wurde die Zugfestigkeit des Stahls entsprechend der beobachteten Versagensart eingesetzt. Die Zugfestigkeit kann der Tabelle 1 entnommen werden. Als Rechenwert der Betondruckfestigkeit wurde hier die 0,85-fache, mittlere Würfeldruckfestigkeit im Alter von 90 Tagen aus Tabelle 2, multipliziert mit einem Faktor α , angesetzt. Der Faktor α berücksichtigt die Zunahme der Festigkeit durch Tieftemperatur; er beträgt 1,0 bei Raumtemperatur (P6). Er kann näherungsweise den Bildern 8 bis 10 entnommen werden. Erfolgt die Prüfung bei -196°C , so wird für α der Wert 2,0 angenommen, wenn die Probekörper bei 65 % rel. Feuchte vorgelagert waren, bzw. der Wert 3,5, wenn die Versuchskörper unter Wasser lagerten.

Die rechnerische Bruchlast der Versuchsplatte P6, bei Raumtemperatur geprüft, wurde nach Heft 220 DAfStb ermittelt. Es wurde eine Betonranddehnung ϵ_1 von - 3,5 % zugrunde gelegt. Die rechnerischen Bruchlasten der übrigen Versuche, die bei -196°C durchgeführt wurden, wurden unter Annahme einer dreieckförmigen Spannungsverteilung bestimmt, da die Spannungs-Dehnungslinie von Beton bei der Prüfung bei -196°C bis zum Bruch nahezu linear verläuft (vgl. Bild 10 und 11). Unter dieser Annahme ergab sich eine gute Übereinstimmung zwischen rechnerischen und Versuchsbruchlasten. Lediglich beim Versuch PO liegen die Versuchsbruchlasten deutlich über den rechnerischen Werten. Bei der Ermittlung der Zugfestigkeit des Beton-

stahls bei -196°C traten die Brüche immer in den Einspannbacken auf. Die wirkliche Zugfestigkeit des Betonstahls bei -196°C dürfte also noch über $875,2 \text{ N/mm}^2$ liegen, womit sich dann auch ein höherer Wert für die rechnerische Bruchlast ergeben würde.

3.4.3 Verformungsverhalten, Beton- und Stahldehnung in Feldmitte

Die während der Belastung der Versuchskörper jeweils in Plattenmitte gemessene Durchbiegung der Platten sowie die Stahldehnung und Betonrandstauchung sind auf den Bildern 24 bis 32 dargestellt.

Sowohl für die Durchbiegung als auch für die Stahldehnung und die Betonranddehnung in Feldmitte ergeben sich bei gleich großer Belastung die größten Meßwerte bei jener Platte, die bei $+20^{\circ}\text{C}$ geprüft wurde. Bei -196°C weist Beton einen wesentlich größeren E-Modul als bei $+20^{\circ}\text{C}$ auf. Außerdem ist der E-Modul um so größer, je höher der Feuchtigkeitsgehalt der Versuchskörper ist (vgl. Bild 10). Aus diesem Grunde ergeben sich bei den Platten, die bei -196°C geprüft wurden, kleinere Durchbiegungen und Dehnungen bei gleich großer Belastung, wenn die Versuchskörper vorher unter Wasser gelagert waren.

3.4.4 Versuch P5

Bei der Versuchsplatte P5, bei Raumtemperatur geprüft, wurde vor dem Biegeversuch die Biegedruckzone zehnmal auf -196°C schockartig abgekühlt und dann wieder auf $+20^{\circ}\text{C}$ erwärmt. Während dieser Abkühlung und Erwärmung war die Platte, wie auf Bild 33 dargestellt, in Wasser eingetaucht, um eine Austrocknung zu verhindern. Nach dieser extremen Temperaturwechselbeanspruchung waren netzartig verlaufende Risse in der Biegedruckzone entstanden. Beim anschließenden Biegeversuch unter Raumtemperatur ergab sich eine Bruchlast von $2 F_{u,v} = 69,4 \text{ kN}$ (vgl. P6: $2 F_{u,v} = 117,4 \text{ kN}$, Tab. 3). Durch den mehrmaligen Temperaturschock war offenbar eine Zermürbung der Betondruckzone eingetreten.

Bild 34 zeigt die Platte nach dem Biegeversuch: Die Stähle waren nicht gerissen, die Biegedruckzone war völlig zerstört.

4. EIGENSPANNUNGEN INFOLGE UNTERSCHIEDLICHEN TEMPERATUR- DEHNVERHALTENS VON BETON UND BEWEHRUNGSSTAHL

4.1 Allgemeines

Die Verbundwerkstoffe Spannbeton und Stahlbeton beruhen auf der Voraussetzung des zuverlässigen Verbundes zwischen Bewehrungs- bzw. Spannstahl und dem diesen umgebenden Beton bzw. Einpreßmörtel. Dies gilt sowohl für den Gebrauchszustand als auch für den Grenzzustand der Tragfähigkeit.

Während wir bei Normaltemperatur berechtigt sind, vom identischen Temperaturdehnverhalten des Betons und des mit ihm verbundenen Bewehrungsstahls auszugehen, muß diese Voraussetzung bei Tieftemperatur fallengelassen werden. Bild 5 zeigt, daß zwischen dem Temperaturdehnverhalten von Stahl und insbesondere sehr feuchtem Beton beträchtliche Unterschiede bestehen. Diese Dehnungsdiscrepanz wird aber wegen des Verbundes nicht gestattet, es entsteht ein innerer Zwang, durch den der Stahl zusätzlich Zugspannungen erfährt (Selbstvorspannung). Mit Hilfe von zwei Versuchskörpern sollte die Größe dieser Eigenspannungen bestimmt werden.

4.2 Versuche

4.2.1 Herstellung der Versuchskörper

Um quantitative Aussagen zu den zuvor beschriebenen Biegeversuchen machen zu können, sollte der Bewehrungsgrad der Versuchskörper zur Bestimmung des inneren Zwanges in etwa dem der Versuchskörper nach Abschnitt 3 entsprechen.

Es wurden zwei Betonzylinder \varnothing 15 cm, h = 90 cm mit einem mittig einbetonierten Bewehrungsstab hergestellt. Als Bewehrung wurde ein Stab \varnothing 8 mm, gerippt, St 1420/1570 gewählt. Die Betonrezeptur ist in Abschn. 2.2 angegeben. Der Stab war nach Bild 35 mit 6 tieftemperaturgeeigneten CrNi-Dehnmeßstreifen beklebt. Zur Temperaturkontrolle war neben jedem DMS ein Thermoelement auf den Stab aufgepunktet.

Die Betonzylinder wurden nach der Herstellung bis zum Versuchsbeginn 90 Tage unter Wasser gelagert. Unmittelbar vor dem Versuch wurden auf die Betonoberfläche zwei weitere DMS und Meßplättchen für die Dehnungsmessung mit einem Setzdehnungsmesser (Basislänge 10 cm) geklebt. Auch hier wurden Thermoelemente neben den DMS unmittelbar unter der Betonoberfläche angeordnet.

4.2.2 Versuchsdurchführung

Vor den Versuchen zur Bestimmung des inneren Zwanges wurde zunächst das thermische Dehnverhalten des schlaff eingelegten Spannstahls in einem Dilatometer bestimmt. Auf die Bestimmung des thermischen Dehnverhaltens des Betons konnte verzichtet werden, s. hierzu Abschn. 2.4.1.1. Der Verbundkörper wurde in der Kältekammer in Stufen abgekühlt. Die Dehnungsmessung erfolgte, sobald die Temperaturdifferenz zwischen Betonoberfläche und Stahl ≤ 4 °C betrug. Da die Dehnmeßstreifen infolge der Abkühlung eine Widerstandsänderung erfahren (scheinbare Dehnung), wurde ein Kompensations-DMS, der auf einem Quarzstab aufgeklebt war, in der Kältekammer mit abgekühlt. Da Quarz im Tieftemperaturbereich keine nennenswerte thermische Dehnung erfährt, ergibt sich die thermische Dehnung des Betons bzw. des Bewehrungsstabes aus der Differenz der Meßwerte des Verbundkörpers und des Quarzstabes. Die temperaturabhängige scheinbare Dehnung der DMS konnte auf diese Weise unter der Voraussetzung homogener Temperaturverteilung im Versuchskörper eliminiert werden.

Zur Kontrolle der DMS wurde die Betondehnung an der Oberfläche des Verbundkörpers zusätzlich mit einem 10 cm Setzdehnungsmesser gemessen. Die Messung erforderte das kurzzeitige Öffnen der Tür der Kältekammer. Frühere Vergleichsmessungen haben gezeigt, daß hierdurch keine Verfälschung der Dehnungswerte eintritt.

4.2.3 Versuchsergebnisse

Zur Absicherung der Meßergebnisse wurden zwei identisch hergestellte und gelagerte Verbundkörper nacheinander geprüft. Die ausgewerteten Meßdaten des ersten Körpers sind auf den Bildern 36 bis 38, die des zweiten auf den Bildern 39 bis 41 dargestellt.

Die Bilder 36 und 39 zeigen die resultierenden Dehnungen des Betons, die auf der Oberfläche des Verbundkörpers mit Dehnungsmeßstreifen bzw. mit dem Setzdehnungsmesser gemessen wurden. Die Meßwerte des zweiten Verbundkörpers weisen untereinander geringere Abweichungen auf als die des ersten Versuchskörpers. Man erkennt auf beiden Bildern die deutliche Expansion des Versuchskörpers im Temperaturbereich zwischen -20°C und -60°C (vgl. Bild 5).

Die Bilder 37 bzw. 40 zeigen das thermische Dehnverhalten des Bewehrungsstabes. Die gestrichelte Linie gilt für den nicht einbetonierten, zwangsfreien Stab; die durchgezogenen Linien gelten für die im Verbundkörper gemessenen Stahldehnungen. Der nicht einbetonierte Stab zieht sich bei Abkühlung erwartungsgemäß nahezu linear zusammen, während dem Bewehrungsstab im Verbundkörper im Temperaturbereich $-20/-60^{\circ}\text{C}$ durch die Expansion des Betons eine positive Dehnung aufgezwungen wird. Die Meßstellen 1 und 6 liegen im Einleitungsbereich der Verbundspannung. In diesem Bereich steigt die Zwangsspannung des Bewehrungsstabes von 0 an der Betonendfläche bis zur Zwangsspannung an, die sich aus der thermischen Dehnungsdifferenz zwischen Beton und Stahl ergibt. Im Bereich der Meßstellen 1 und 6 erfährt der Stahl wegen Verbundschlupfes eine geringere vom Beton aufgezwungene Expansion im Temperaturbereich $-20/-60^{\circ}\text{C}$ als an den übrigen Meßstellen.

Es fällt auf, daß die Kontraktion des einbetonierten Bewehrungsstabes im Temperaturbereich $+20/-30\text{ }^{\circ}\text{C}$ die des freien Stabes übertrifft. Dieser Umstand läßt sich zunächst aus dem Materialverhalten des Betons und des Bewehrungsstahls nicht erklären. Es muß jedoch betont werden, daß die Dehnungsmessung eines einbetonierten Bewehrungsstabes bei Tieftemperatur schwierig ist. Viele Vorversuche waren nötig, um geeignete DMS, Kleber usw. zu finden. Folgende Ursachen für Meßfehler, auch für das o. g. unerklärbare Verhalten, könnten u. a. verantwortlich sein:

- Temperaturdifferenzen zwischen den einbetonierten DMS und dem Kompensations-DMS auf den Quarzstab
- Einflüsse aus dem thermischen Dehnverhalten der Klebschicht zwischen Stahl und DMS
- Einflüsse aus dem thermischen Dehnverhalten der Abdeckschicht zwischen DMS und Beton
- Einflüsse aus der Feuchtigkeit des Betons auf das elektrische Verhalten des DMS

Weitere Untersuchungen sind hier noch durchzuführen.

Die Bilder 38 und 41 zeigen das zwangsfreie thermische Dehnverhalten des nicht einbetonierten Bewehrungsstabes sowie die für den Mittenbereich des Verbundkörpers maßgebende, mittlere Zwangdehnung des Stahls (Mittelwert DMS 2 bis 5) und des Betons (Mittelwerte DMS 7 und 8 sowie SDM). Es ergibt sich jeweils eine gute Übereinstimmung zwischen der auf der Betonoberfläche gemessenen Betondehnung und der mittleren Dehnung des Bewehrungsstahls.

4.3 Analytische Herleitung

Innerer Zwang infolge Abkühlung bei schlaff bewehrten und vorgespannten Betonbauteilen entsteht durch das unterschiedliche thermische Dehnverhalten von Beton und

Stahl. Da das thermische Dehnverhalten von Beton wesentlich von der Betonfeuchte beeinflusst wird, kann eine für alle Parameter umfassende analytische Lösung nur dann gelingen, wenn für die verwendeten Baustoffe Temperaturdehnzahl und Elastizitätsmodul in Abhängigkeit von der Temperatur bekannt sind.

Unter diesen Voraussetzungen lassen sich die thermischen Zwangsbeanspruchungen eines Verbundkörpers - langer Betonzylinder mit mittig einbetoniertem Bewehrungsstab - herleiten, wie in Bild 42 gezeigt ist.

Bei Voraussetzung unverschieblichen Verbundes, der bei einem langen, mittig bewehrten Betonzylinder außerhalb der Einleitungsbereiche vorliegt, ergeben sich die Stahlzugspannungen infolge unterschiedlicher thermischer Dehnung aus dem Gleichgewicht der inneren Kräfte und der Verträglichkeit der Dehnungen zu:

$$\sigma_s = \frac{E_s (\delta)}{1+n\mu} (\delta - 20^\circ\text{C}) (\alpha_b - \alpha_s)$$

Die Betondruckspannungen lauten:

$$\sigma_b = -\sigma_s \mu.$$

Das zwangsfreie thermische Dehnverhalten von Beton und Stahl sowie das des Verbundkörpers ist schematisch in Bild 42 dargestellt. Hier werden die thermischen Zwangsdehnungen des Bewehrungsstahls mit $\bar{\epsilon}_{\downarrow s}$ bzw. die des Betons mit $\bar{\epsilon}_{\downarrow b}$ bezeichnet. Sie hängen wie folgt zusammen:

$$\bar{\epsilon}_{\downarrow b} = -\bar{\epsilon}_{\downarrow s} n\mu$$

Zur Spannungsberechnung wird von folgenden Kennwerten ausgegangen:

Beton

Fläche $A_b = 176,21 \text{ cm}^2$

E-Modul $E_b (+20^\circ\text{C}) = 3,2 \cdot 10^4 \text{ N/mm}^2$

$$\begin{aligned} E_b (-170^\circ\text{C}) &\approx 1,8 \cdot 3,2 \cdot 10^4 \text{ N/mm}^2 \\ &= 5,76 \cdot 10^4 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Spannstahl (schlaff eingebaut)

$$A_s = 0,503 \text{ cm}^2$$

$$E_s(+20^\circ\text{C}) = 1,95 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2$$

$$E_s(-170^\circ\text{C}) = 2,04 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2$$

$$\mu = \frac{A_s}{A_b} = \frac{0,503}{176,21} = 0,29 \%$$

$$n = \frac{E_s}{E_b} = \frac{2,04 \cdot 10^5}{5,76 \cdot 10^4} = 3,524$$

Die Zwangsdehnung des Bewehrungsstabes ergibt sich im Temperaturbereich $-60^\circ\text{C} > \vartheta > -170^\circ\text{C}$ aus den Bildern 38 und 41 zu

$$\bar{\epsilon}_{\vartheta s} = \text{const} \approx 0,55 \%$$

Damit ergibt sich die Stahlspannung infolge unterschiedlicher thermischer Dehnung zu

$$\sigma_{s\vartheta} = E_{s\vartheta} \bar{\epsilon}_{\vartheta s} = 112,2 \text{ N/mm}^2$$

Die Zwangsdehnung des Betons beträgt:

$$\bar{\epsilon}_{\vartheta b} = -\bar{\epsilon}_{\vartheta s} n \mu \approx -0,0056 \%$$

Während bei den vorliegenden Verbundkörpern die Zwangsbeanspruchung des Betons vernachlässigbar gering ist, erfährt der einbetonierte Bewehrungsstahl eine deutliche Selbstvorspannung.

5. ZUSAMMENFASSUNG

Unter den Tieftemperaturen steigen die Festigkeitswerte des Betons an, und zwar um so mehr, je feuchter der Beton ist (Bild 8 und 9). Gemessen am duktilen Verhalten bei Raumtemperatur wird das Spannungs-Dehnungs-Diagramm des Betons in Richtung eines linear-elastischen und

spröden Verhaltens verändert. Gleichwohl werden bei zentrischer Beanspruchung Druckbruchdehnungen von - 2 % erreicht (Bilder 10 und 11).

Die Restfestigkeit bei Raumtemperatur nach einem Kälteschock und nach langsamer Abkühlung mit Erwärmung zeigt einen Abfall, der mit Zunahme der Betonfeuchte, des W/Z-Wertes, der Tieftemperatur und der Zahl der Temperaturzyklen zunimmt. Bei Temperaturen unter rd. - 70 °C entstehen keine weiteren temperaturbedingten Schädigungen (Bilder 12, 13 und 9).

Das Temperaturdehnverhalten von Stahl und wassergesättigtem Beton unterscheidet sich grundlegend (Bild 5).

Bei Abkühlung auf - 196 °C steigen Streckgrenze und Zugfestigkeit des vergüteten Spannstahls St 1420/1570 um rd. 20 % an. Die Festigkeitszunahme ist mit einer Abnahme der Bruchdehnung um 25 - 30 % verbunden (Bild 14, Tab. 2, Tab. 1). Die Festigkeitssteigerung von Betonstahl BSt 420/500 RK betrug nach Abkühlung auf - 196 °C mehr als 70 %, die jedoch mit einem beträchtlichen Abbau der Zähigkeit verbunden ist.

Die bei - 196 °C geprüften Stahlbetonplatten wiesen gegenüber Raumtemperatur erhöhte Bruchlasten auf, die sich unter der Annahme einer dreiecksförmigen Spannungsverteilung in der Betondruckzone und mit den bei - 196 °C bestimmten Festigkeitswerten für Beton und Stahl rechnerisch (Tab. 3) zufriedenstellend vorhersagen lassen. Bei Verwendung eines Stahls, der bei diesen sehr tiefen Temperaturen ein zähes Verhalten zeigt, versagen auch nur schwach bewehrte Stahlbetonplatten mit deutlicher Bruchankündigung.

Aus dem unterschiedlichen thermischen Dehnverhalten zwischen Beton und Bewehrungsstahl resultiert in einem bewehrten Betonkörper ein Zwangszustand, durch den der Stahl beträchtliche Zugspannungen und der Beton eine - meist geringe - Druckspannung erhält. Die Größe dieser

Stahlzugspannungen wurde an zwei wassergesättigten Verbundkörpern über die thermischen Beton- und Stahldehnungen ermittelt. Es ergab sich in dem als Bewehrung verwendeten Spannstahl eine Selbst-Vorspannung von rd. 112 N/mm^2 im Temperaturbereich von -60°C bis -170°C .

6. LITERATUR

- [1] Bruggeling, A.S.G.: Prestressed concrete for the storage of liquefied gases. Viewpoint Publ. C & CA, London, 1981
- [2] Bomhard, H.: Beton für Behältersysteme zur Speicherung flüssiger Gase - Wirklichkeiten, Möglichkeiten und Grenzen. Betontag 1981, Gesamtbericht, S. 407/422
- [3] Turner, F.H.: Concrete and cryogenics. Viewpoint Publ. C & CA, London, 1978
- [4] Wiedemann, G.: Zum Einfluß tiefer Temperaturen auf Festigkeit und Verformung von Beton. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, Techn. Universität Braunschweig, Bericht Nr. 55, 1982
- [5] Stockhausen, N., Dorner, H.W., Zech, B., Setzer, M.J.: Untersuchung von Gefriervorgängen im Zementstein mit Hilfe der DTA. Cement and Concrete Research, Vol. 9, No. 6, pp. 783/794, 1979

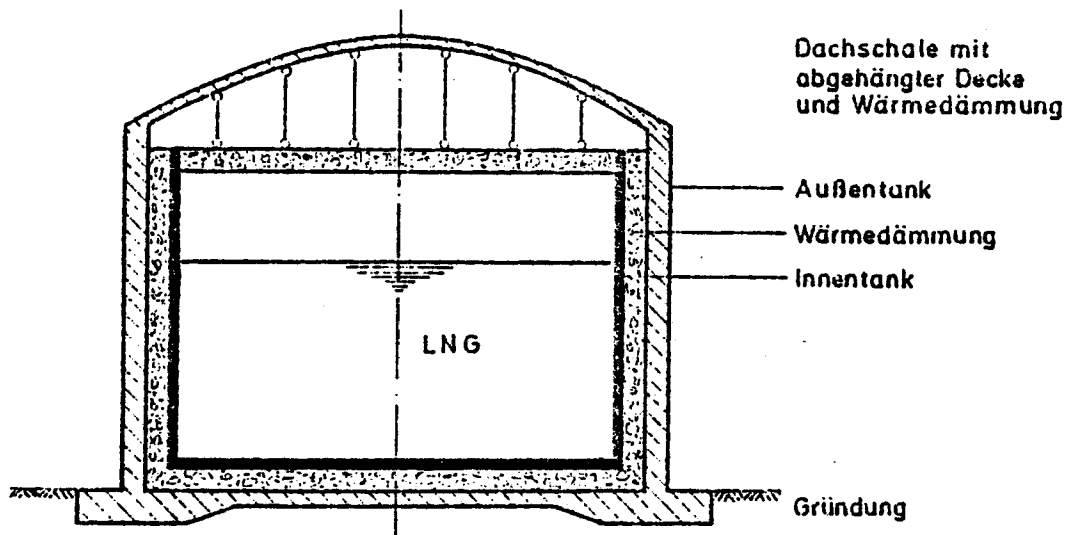
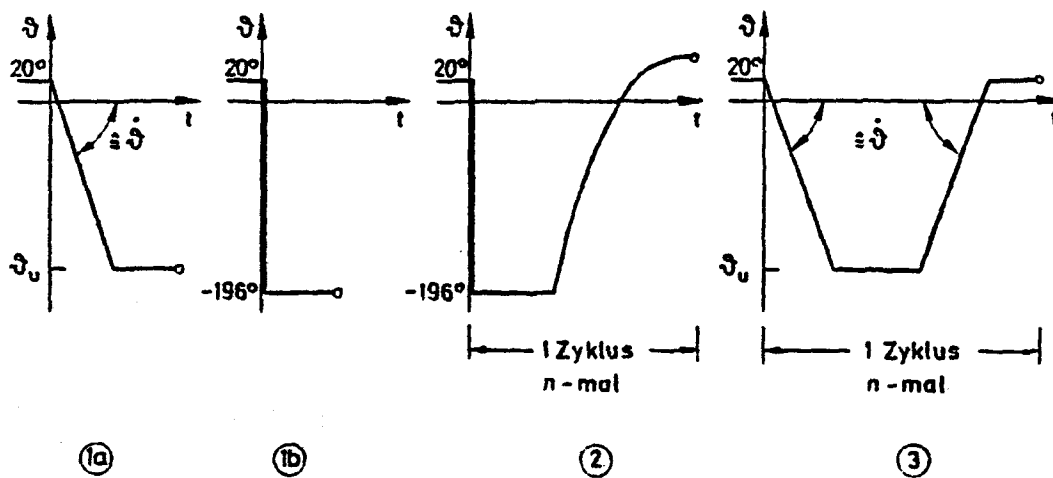


Bild 1: Aufbauschema eines zweischaligen LNG-Lagerbehälters



• Prüfungen

Bild 2: Temperaturverläufe bei Baustoffuntersuchungen

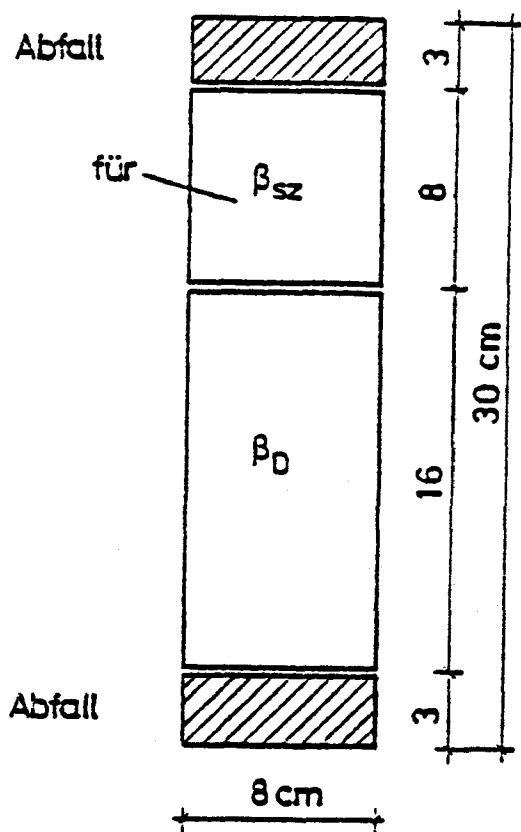


Bild 3: Betonprobekörper

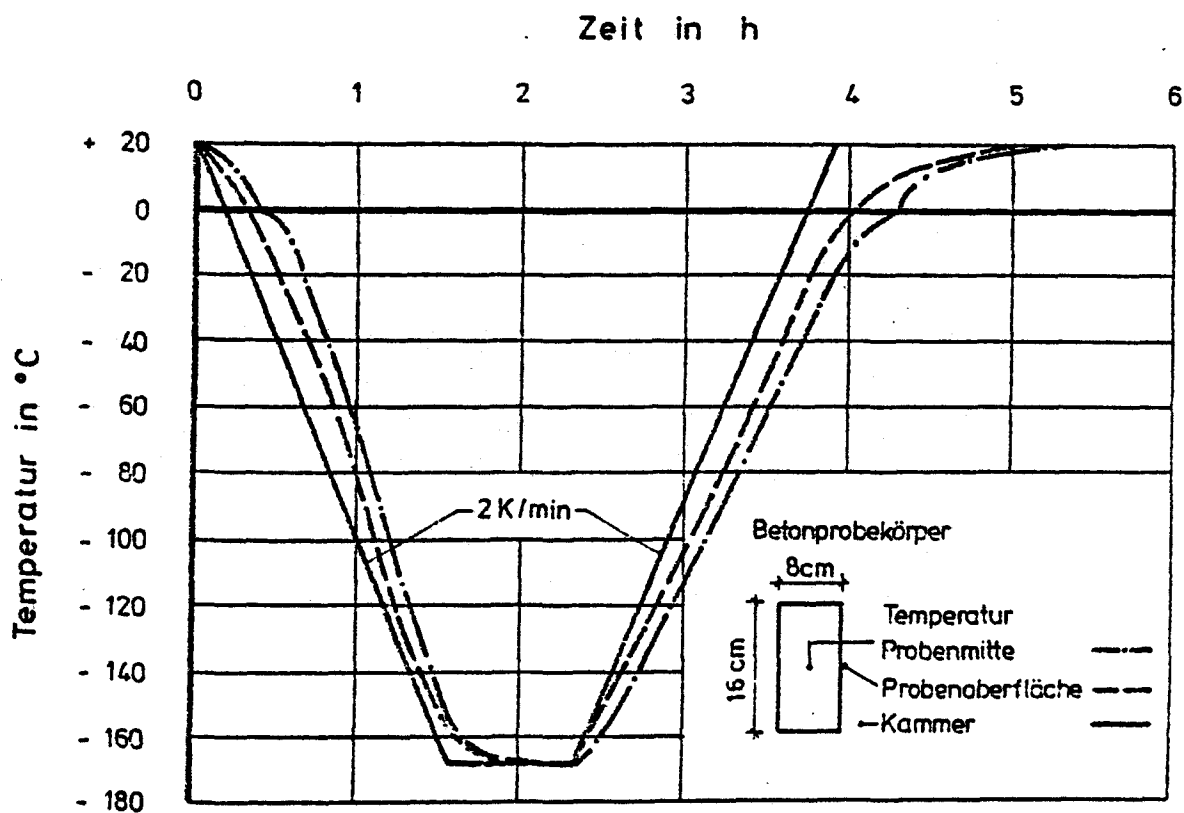


Bild 4: Temperaturverläufe an verschiedenen Stellen während eines Tieftemperaturzyklus

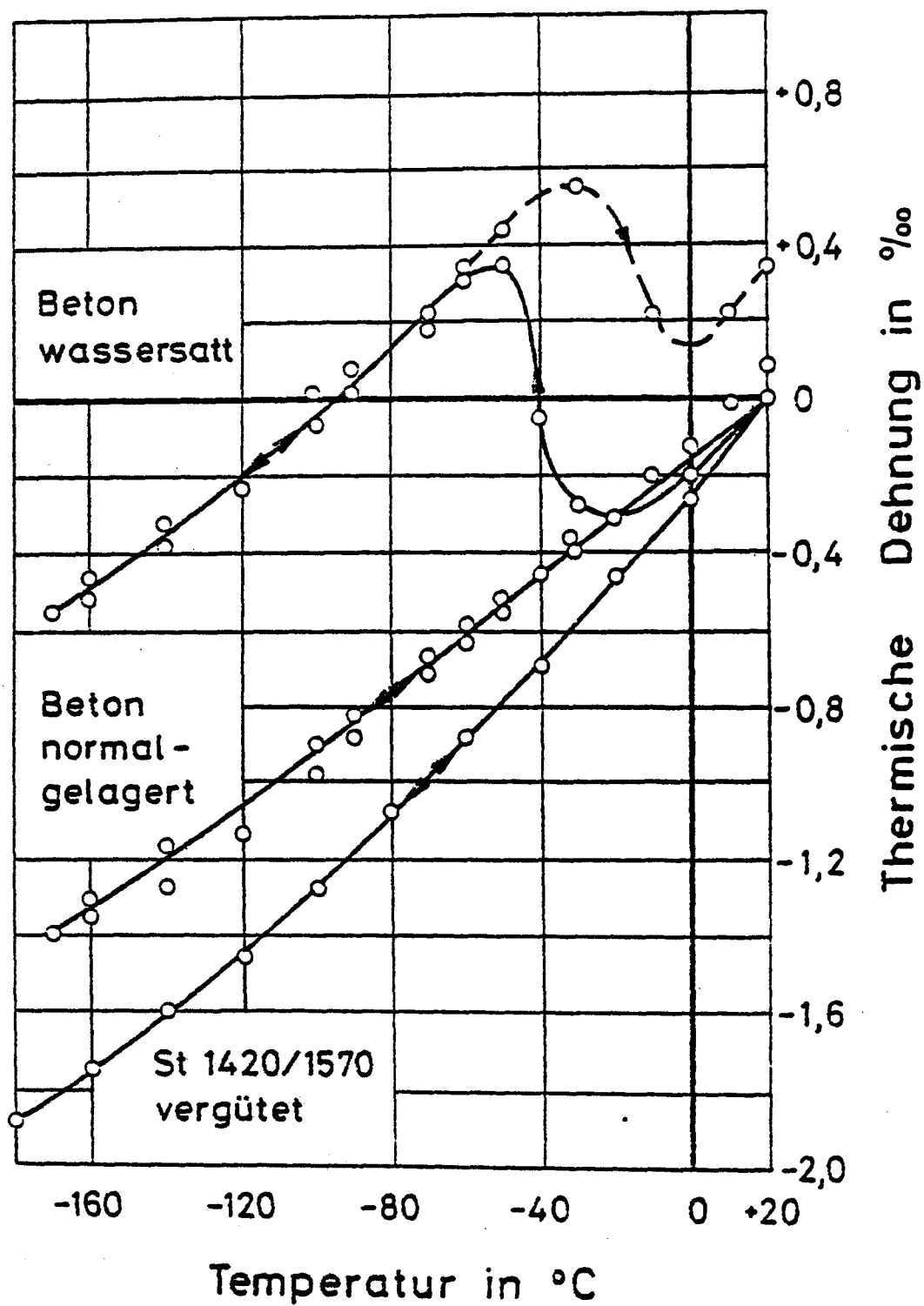


Bild 5: Temperaturdehnverhalten von Spannstahl, normalgelagertem und wassersatttem Beton

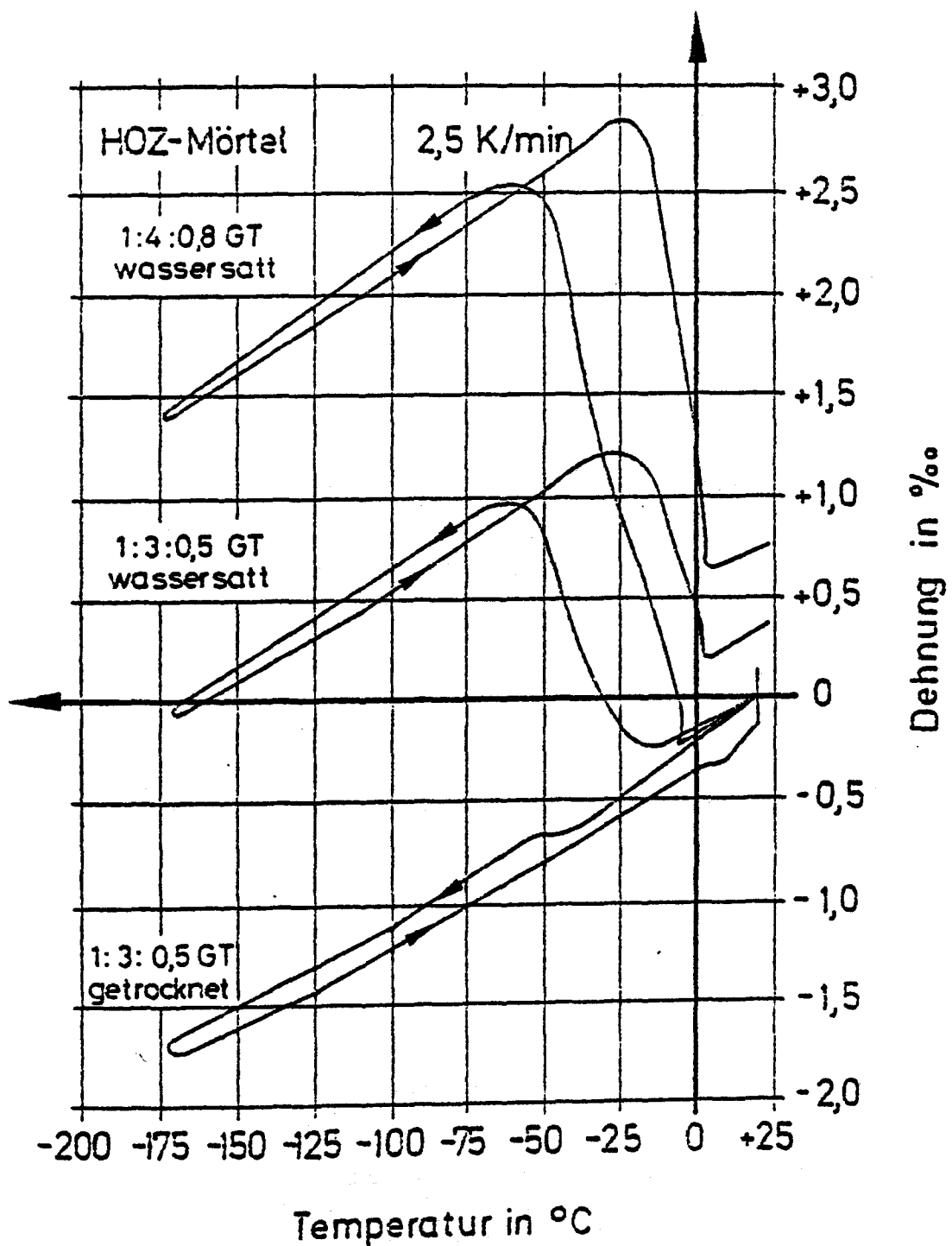


Bild 6: Temperaturdehnverhalten von HOZ-Mörteln während eines Temperaturzyklus bis -170°C . Einfluß des W/Z-Werts und der Feuchte

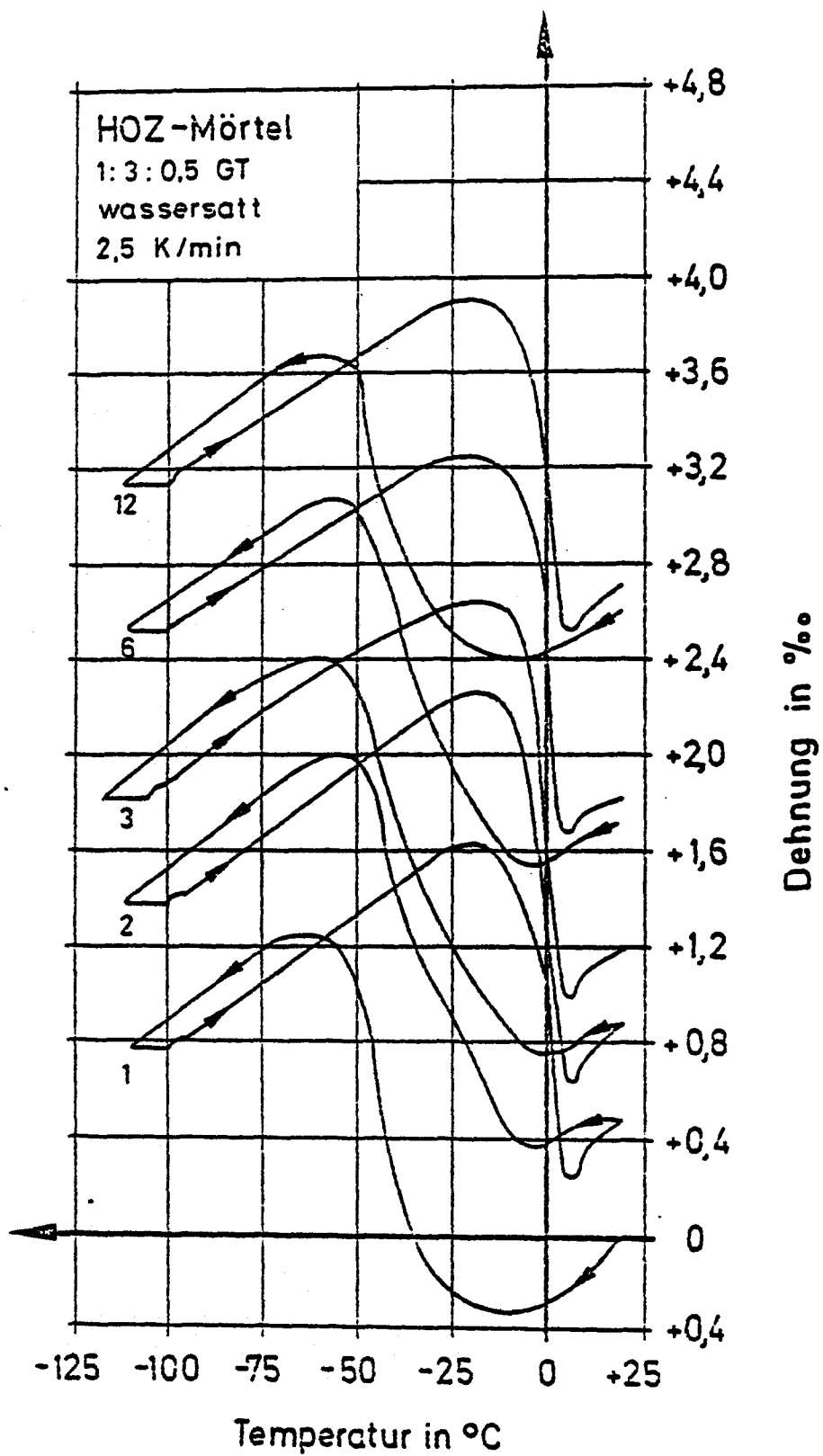
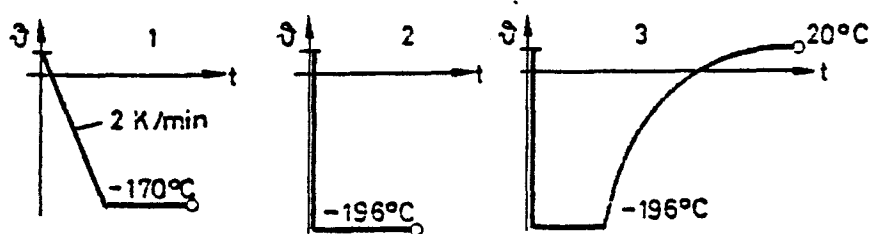
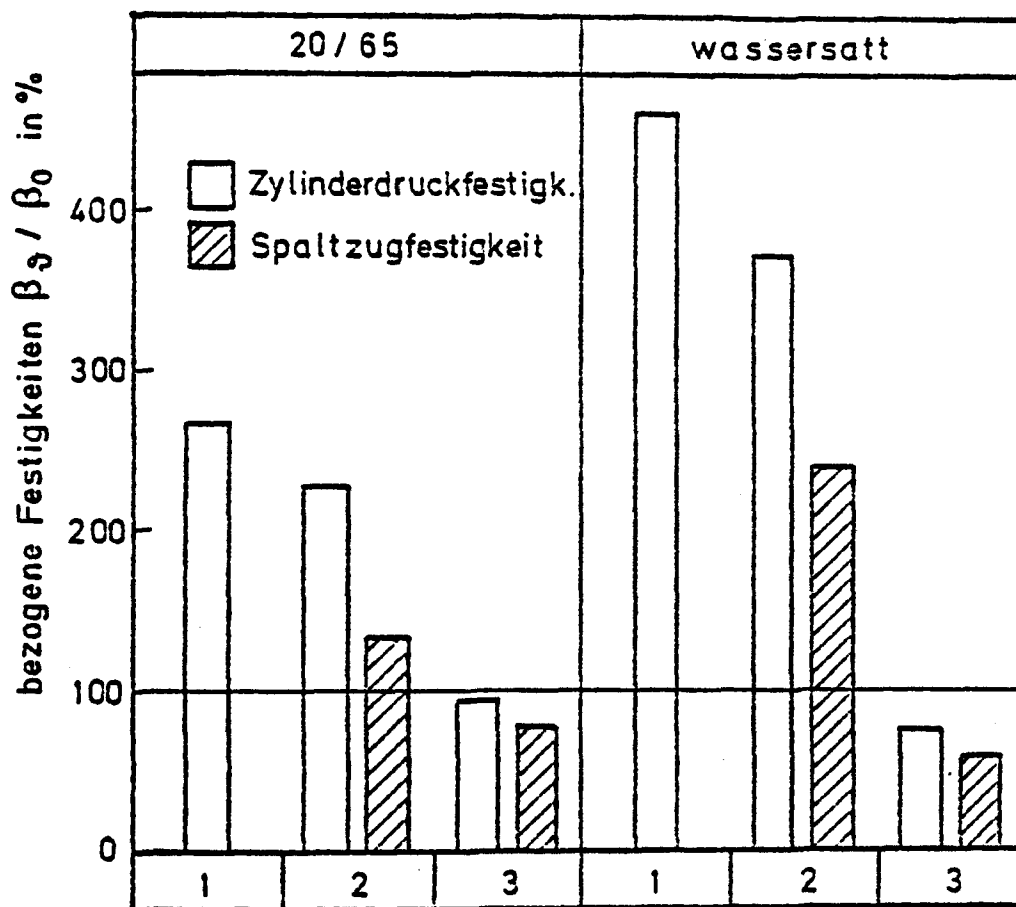


Bild 7: Temperaturdehnverhalten von wassersatttem HOZ-Mörtel (1:3:0,5 GT) bei 12 Temperaturzyklen bis -110°C



Temperaturbeanspruchungen

Bild 8: Einfluß unterschiedlicher Tieftemperaturbeanspruchung und der Feuchte auf die Betonfestigkeit

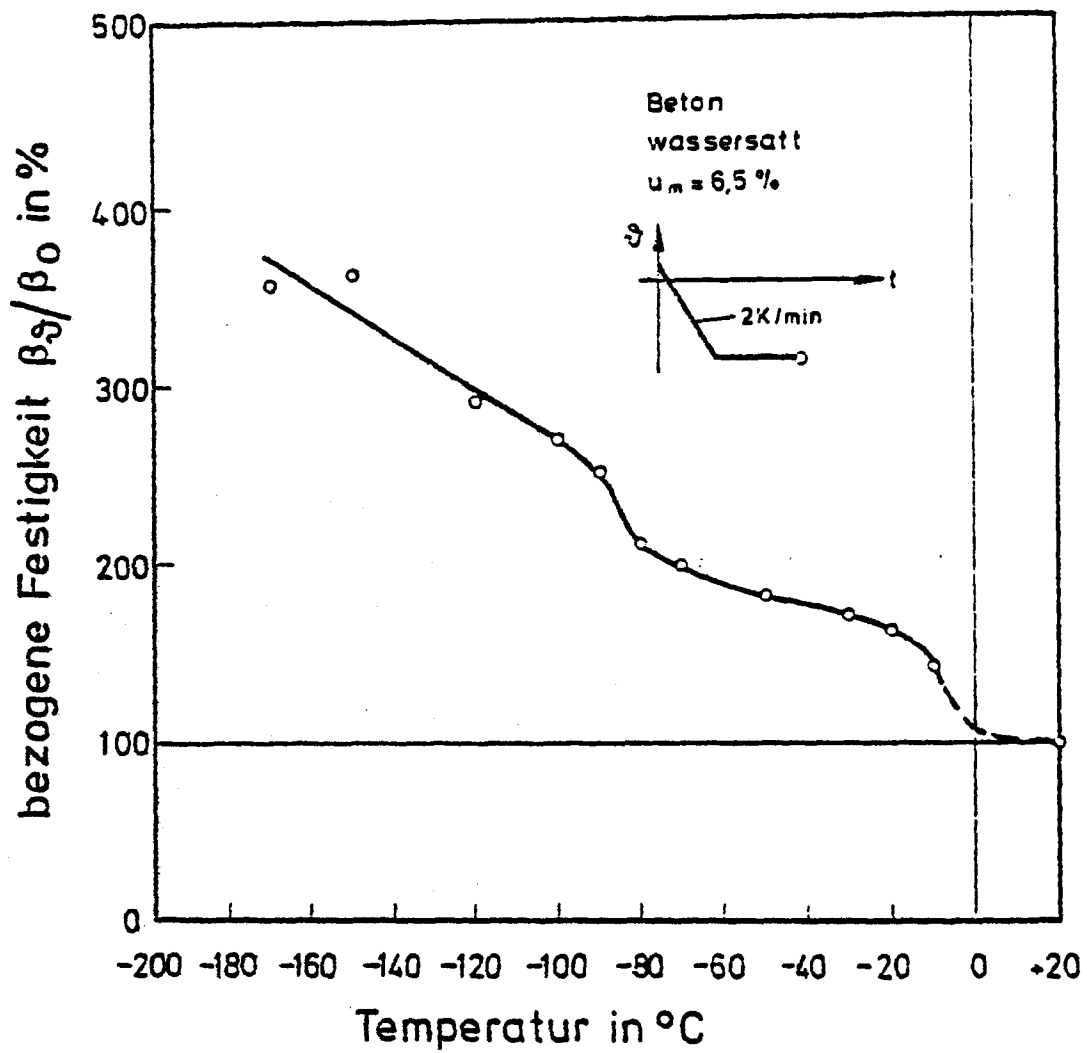


Bild 9: Bezogene Druckfestigkeit von wassersatttem PZ-Beton in Abhängigkeit von der Tieftemperatur

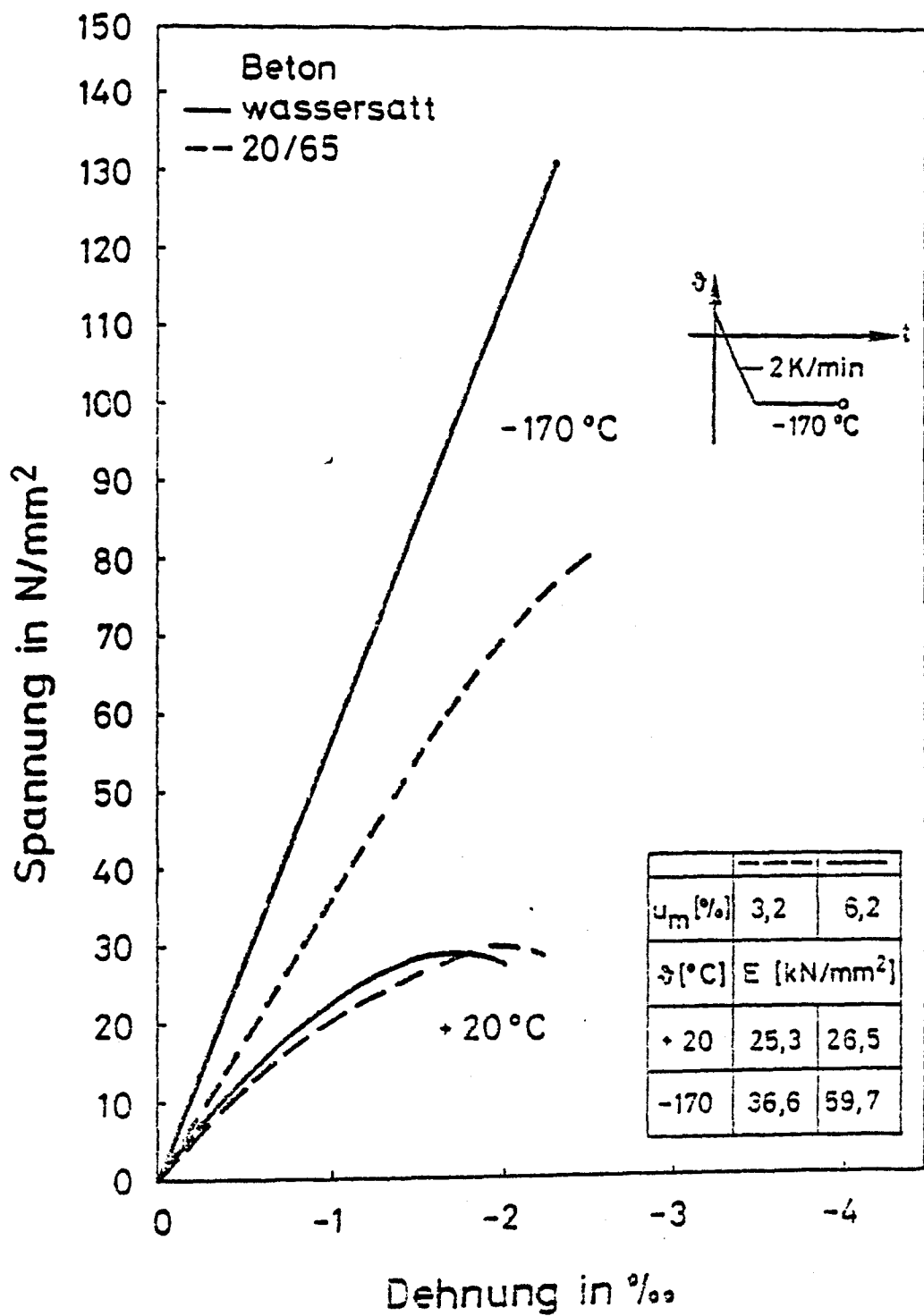


Bild 10: Spannungs-Dehnungs-Linien von PZ-Beton bei +20°C und -170°C bei unterschiedlicher Vorlagerung bis zur Prüfung

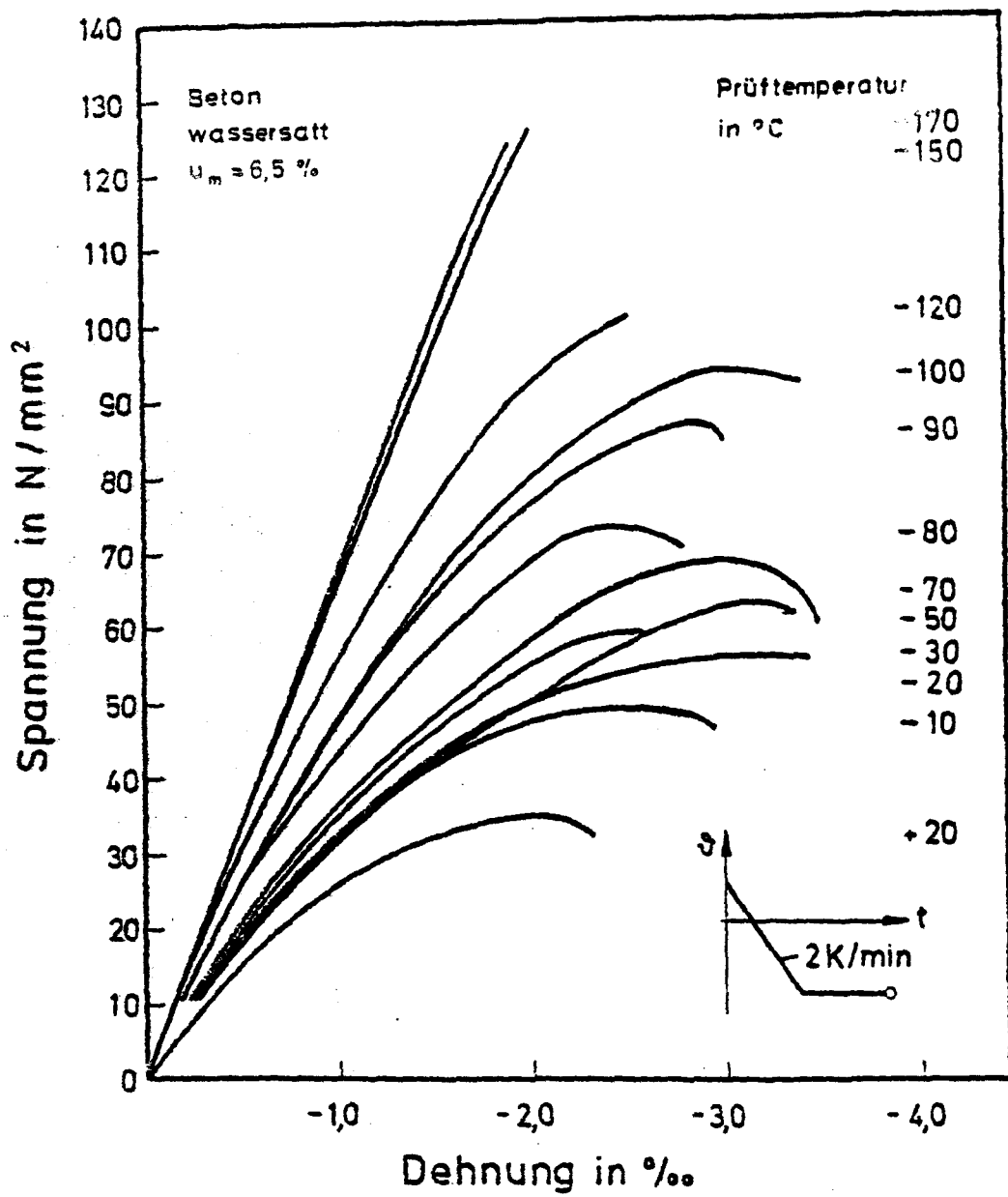
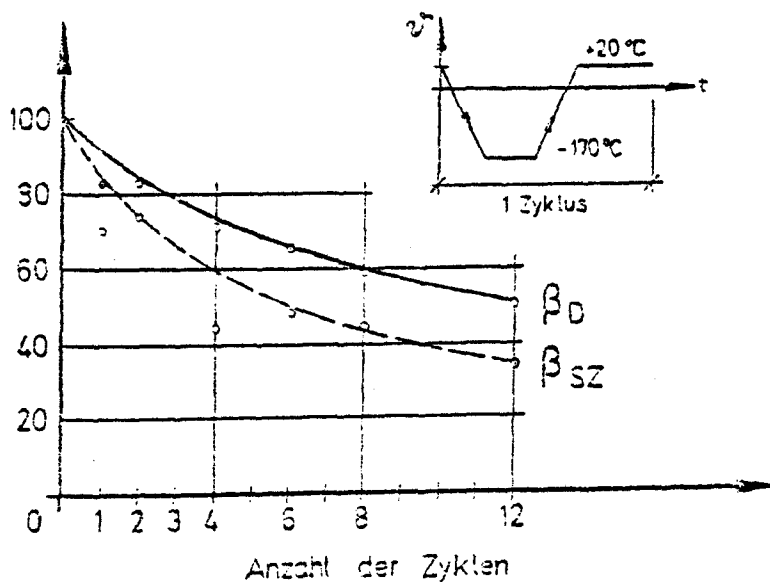
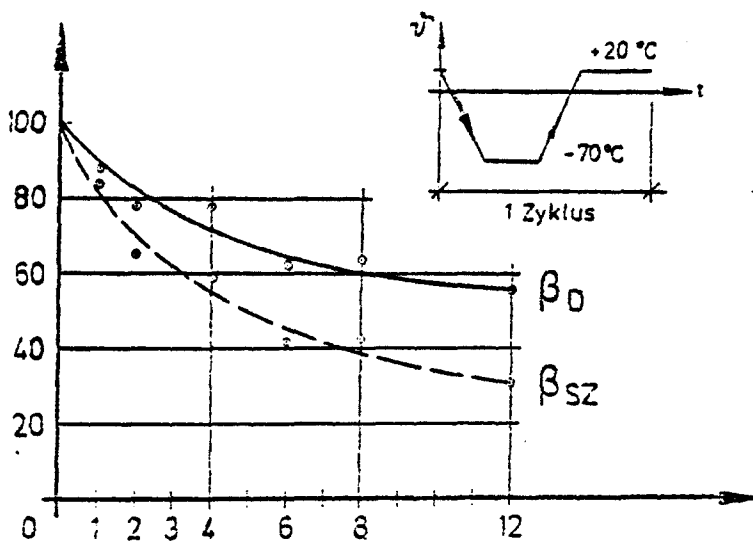
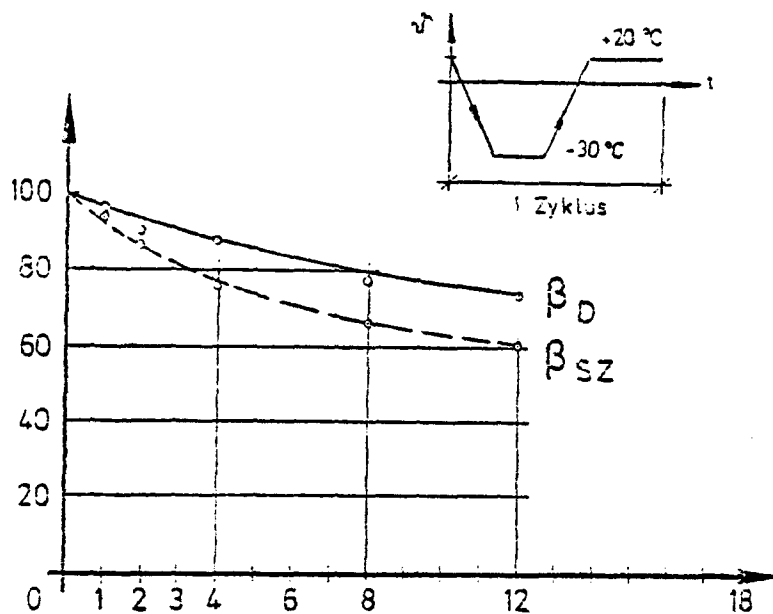


Bild 11: Spannungs-Dehnungs-Linien von wassersatttem Beton bei $+20^{\circ}\text{C}$ und verschiedenen Tieftemperaturen

bezogene Festigkeiten β_s / β_0 in %



Beton wassersatt

Bild 12: Restfestigkeiten von wassersatttem Beton nach Tieftemperaturzyklen

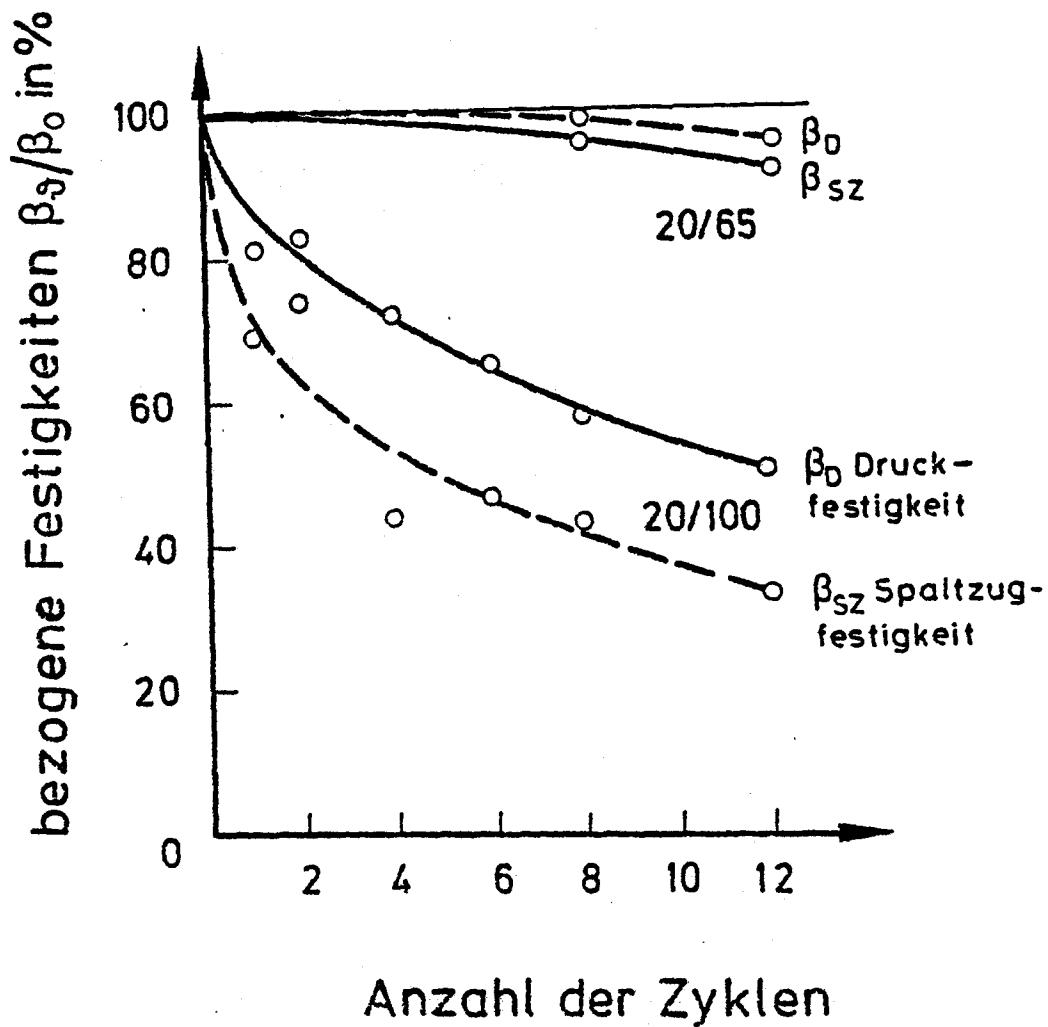
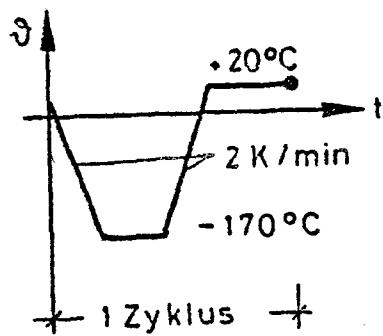


Bild 13: Einfluß der Betonfeuchte auf die Restfestigkeit von Beton nach zyklischer Tieftemperaturbeanspruchung

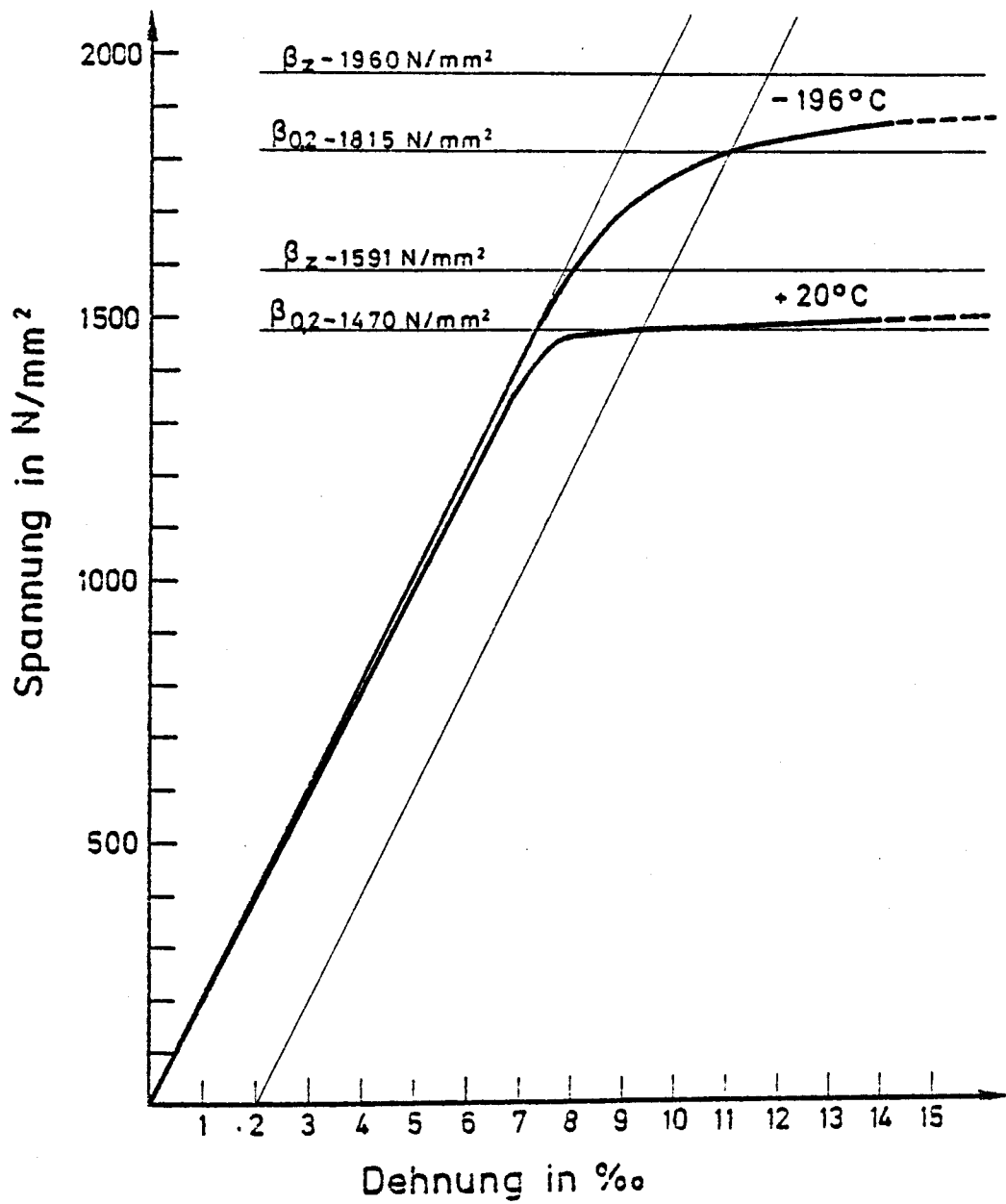
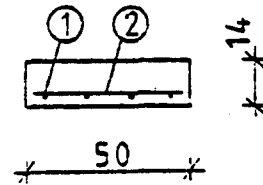
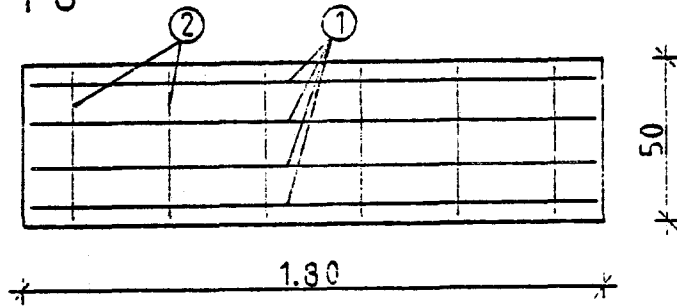


Bild 14: Spannungs-Dehnungs-Linien von Spannstahl St 1420/1570 bei +20° und -196°C

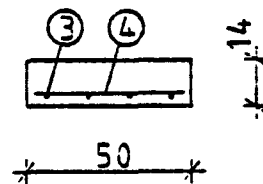
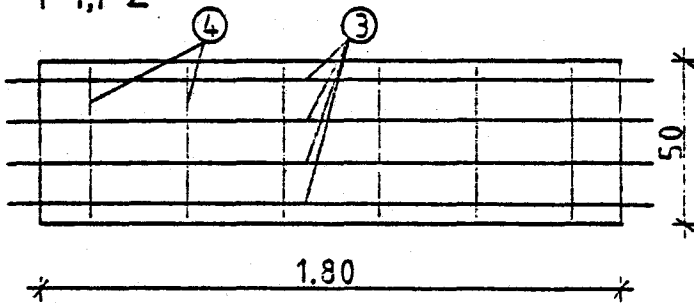
P0



Betondeckung 2,0 cm

- ① 4 Ø 8 BSt 420/500 RK (IIIX) $a = 12^5$ cm
 ② Ø 8 " $a = 30$ cm

P1,P2



Betondeckung 2,0 cm

- ③ 4 Ø 6,2 St 1420/1570 $a = 12^5$ cm
 ④ Ø 6,2 " $a = 30$ cm

Endverankerung
 s. Bild 16

P3-P6

wie P1, P2 jedoch

- ③ 4 Ø 8 St 1420/1570 $a = 12^5$ cm
 ④ Ø 8 " $a = 30$ cm

P7,P8

wie P1, P2 jedoch

- ③ 7 Ø 3 St 1420/1570 $a = 7$ cm
 ④ " $a = 30$ cm

Bild 15: Bewehrung der Versuchskörper

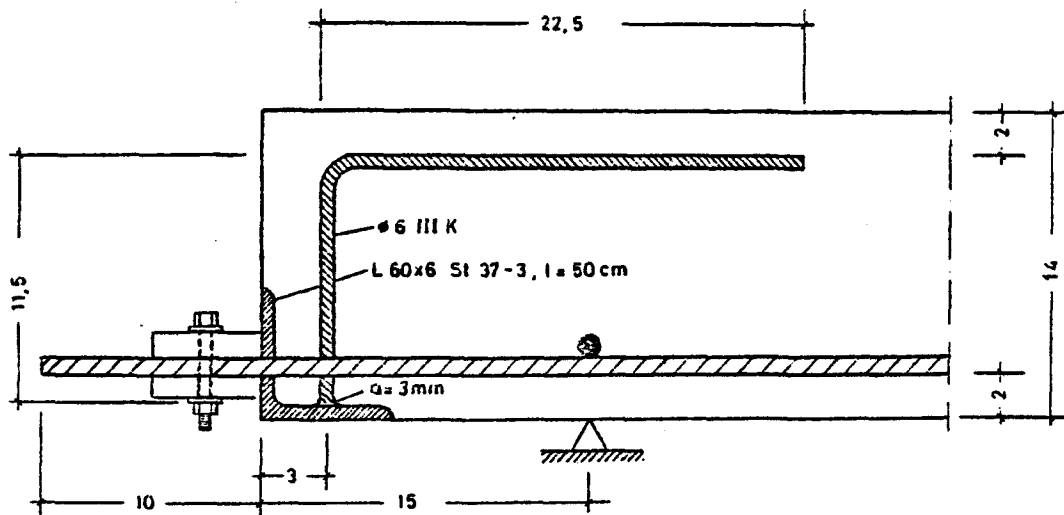
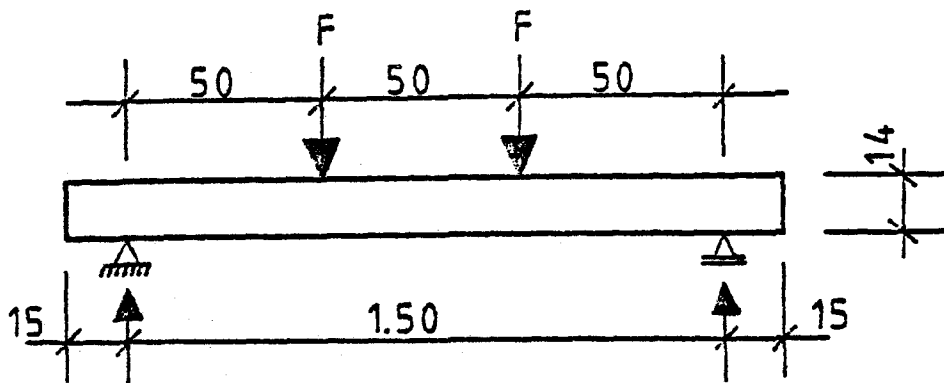


Bild 16: Endverankerung der Spannstähle

P0



P1-P8

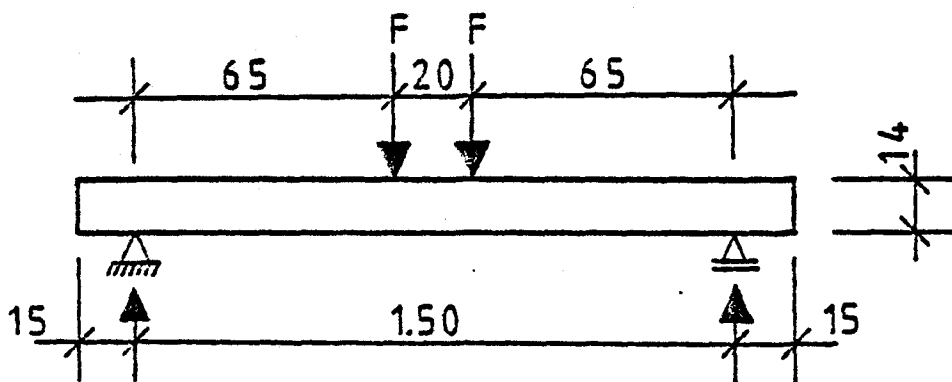


Bild 17: Statisches System und Lastanordnung

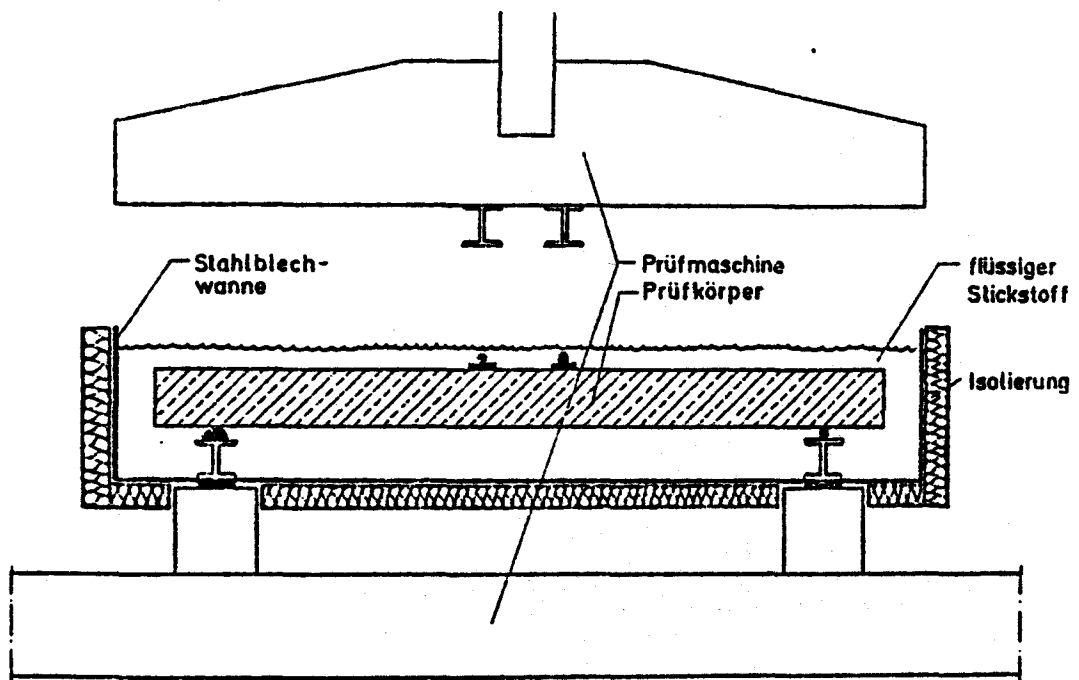


Bild 18: Versuchsaufbau im Längsschnitt

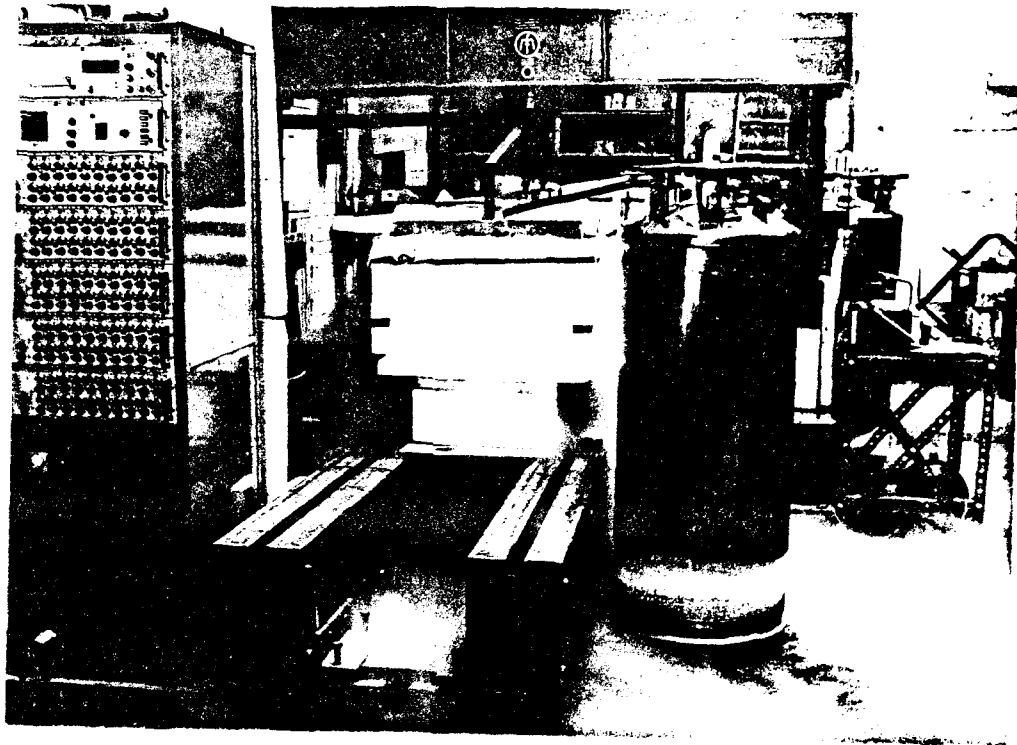


Bild 19: Foto des Versuchsaufbaus

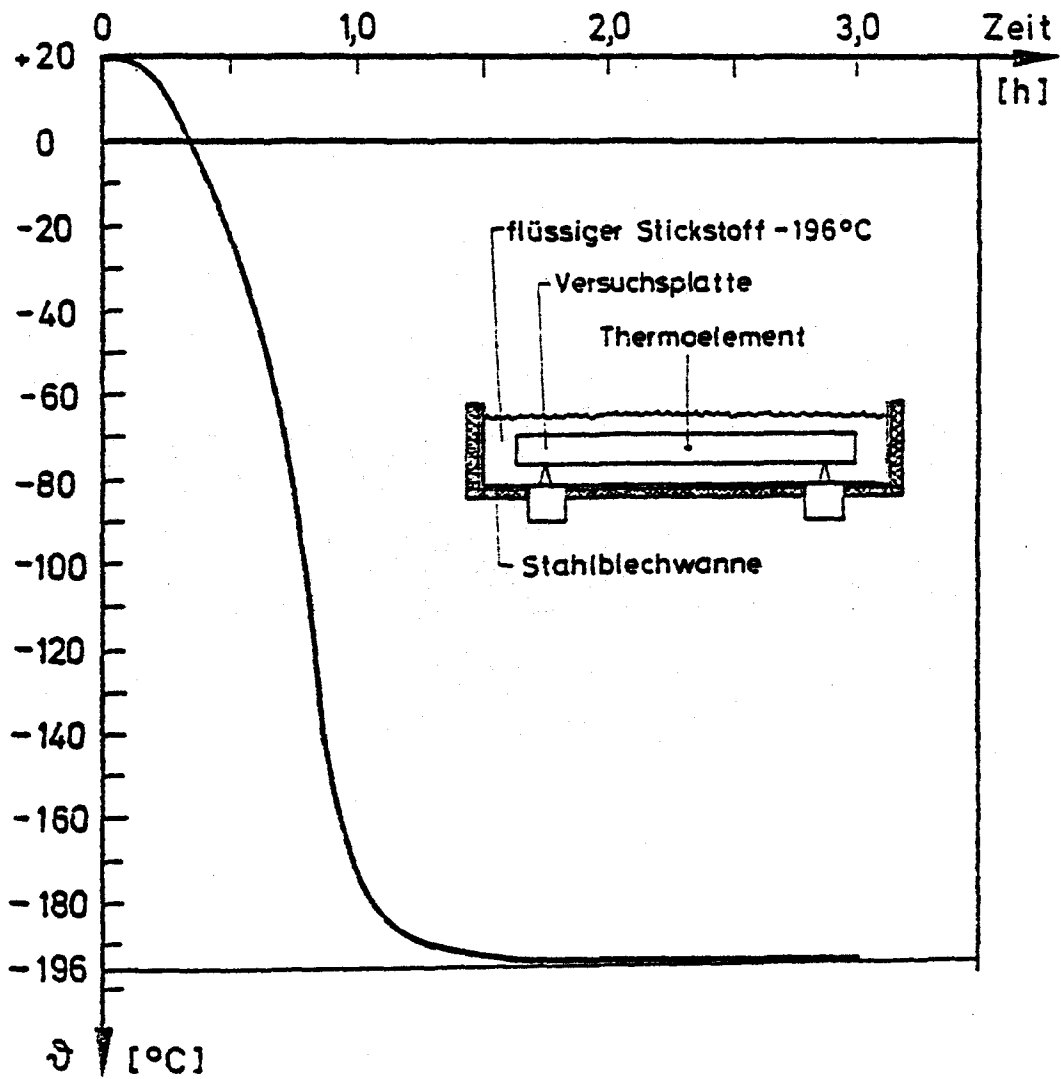


Bild 20: Temperatur-Zeitverlauf in Mitte der Betonplatte nach Füllung der Stahlblechwanne mit flüssigem Stickstoff

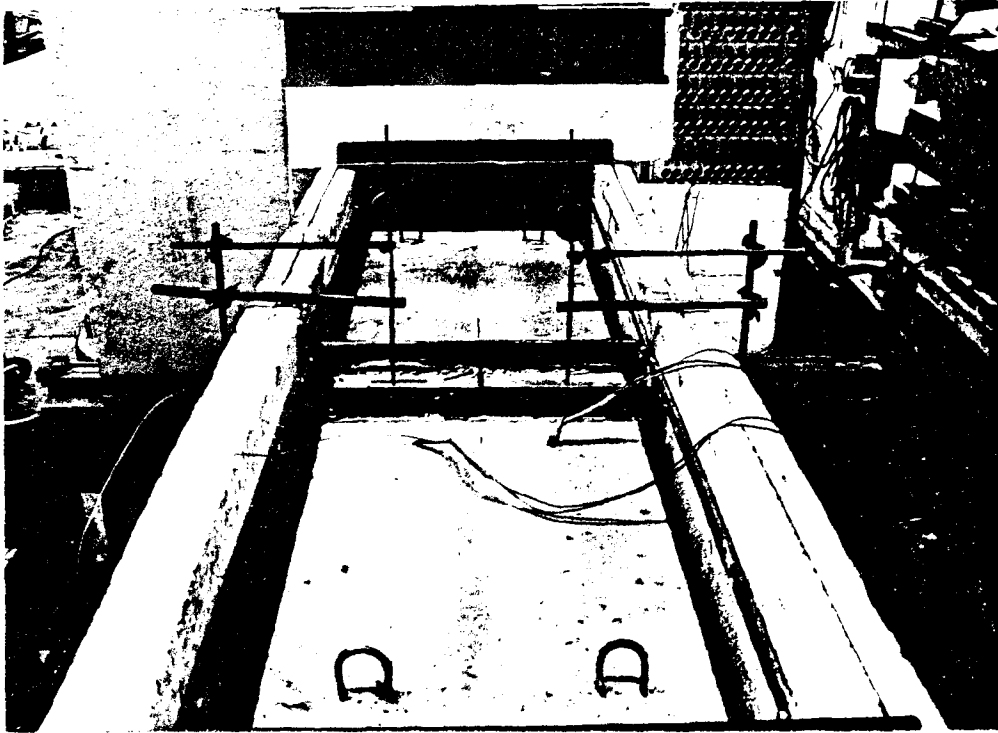


Bild 21: Versuchsaufbau mit Meßeinrichtung zur
Bestimmung der Plattendurchbiegung



Bild 22: Versuchskörper nach Biegebruch

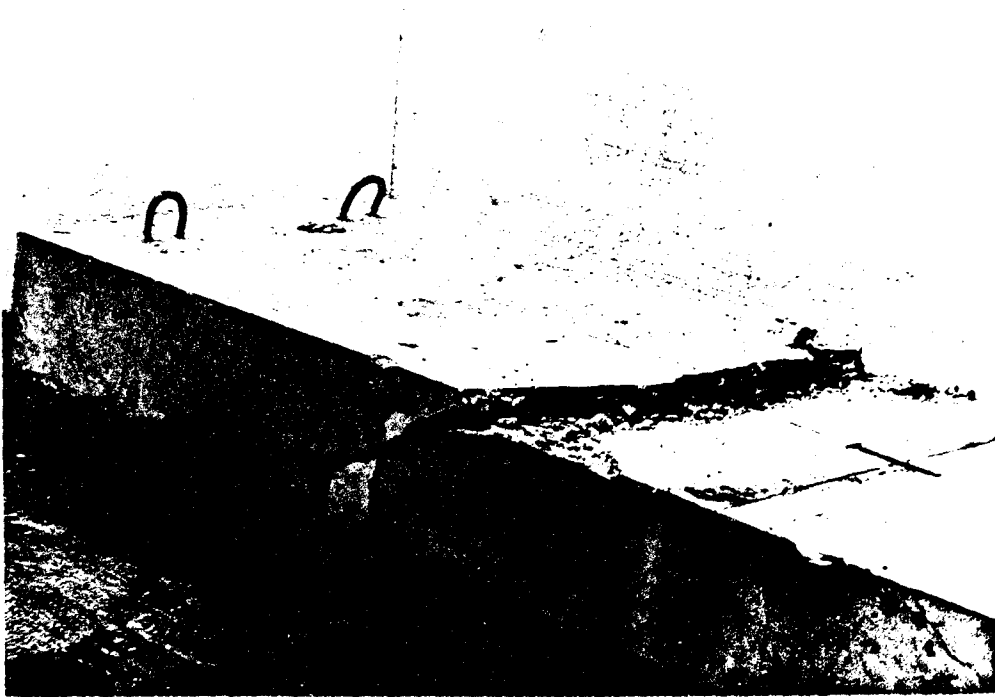


Bild 23: Versuchskörper nach Schubbruch

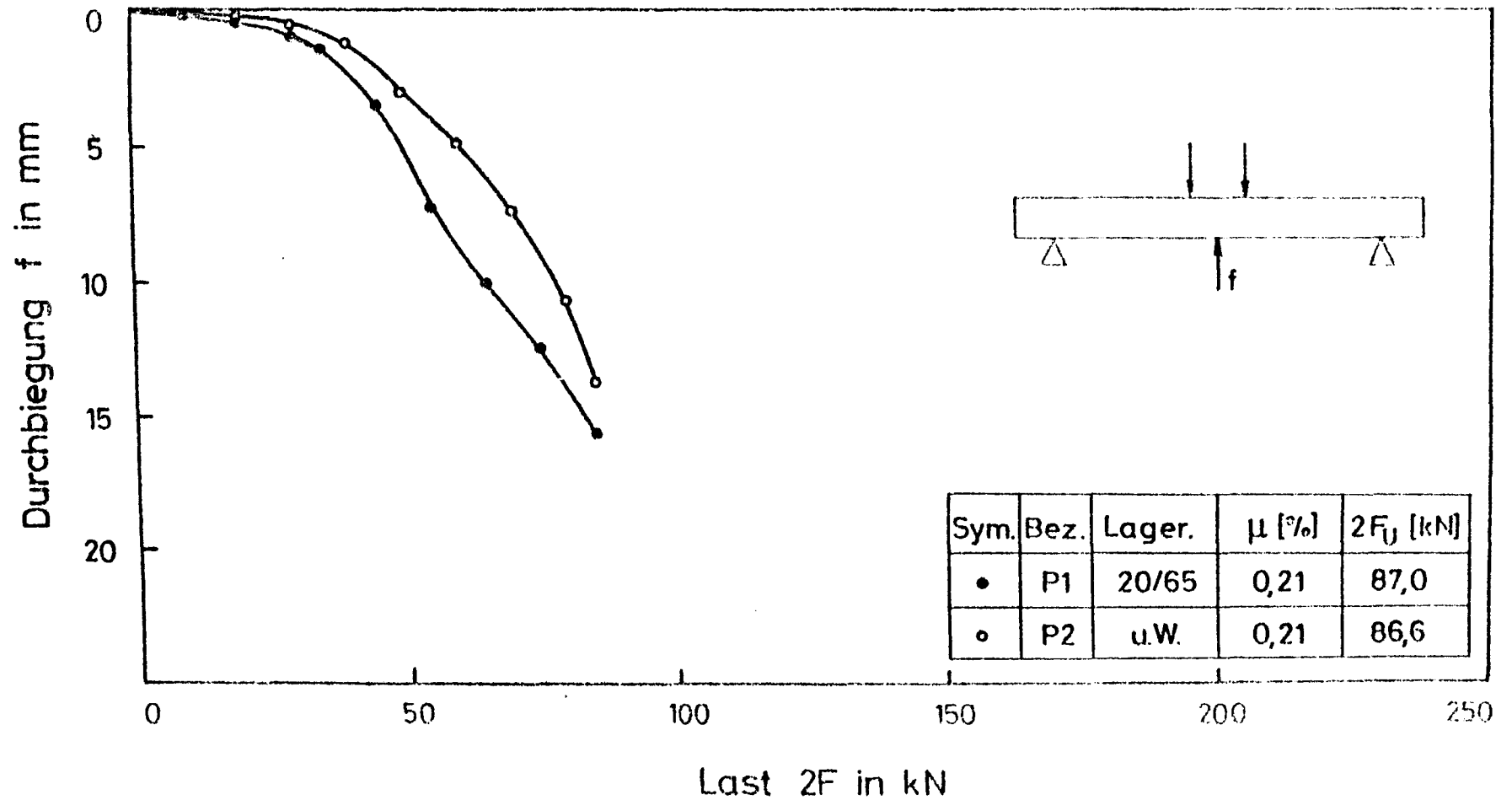


Bild 24: Durchbiegung in Feldmitte der bei -196°C geprüften Platten P1 und P2

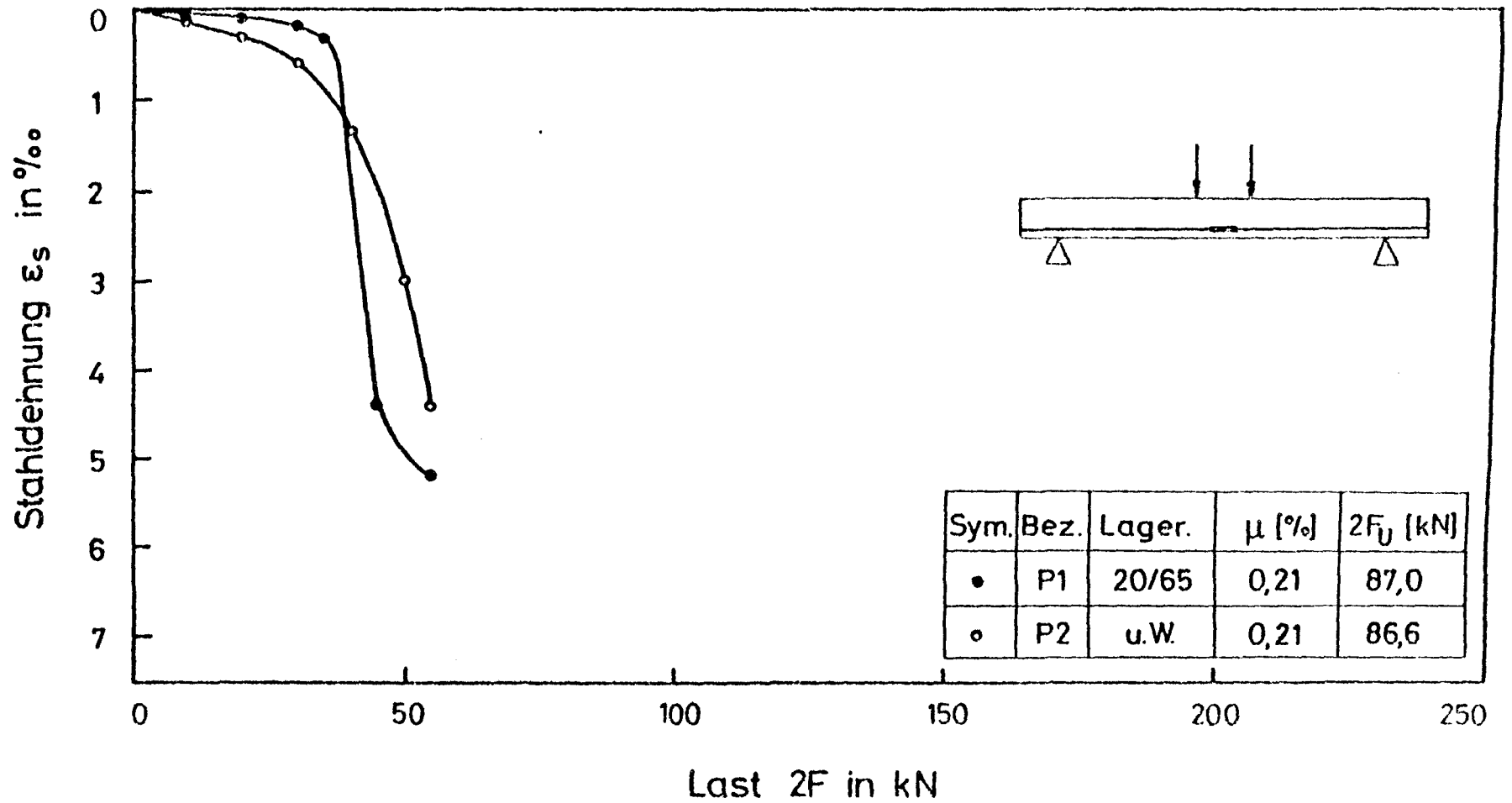


Bild 25: Stahldehnung in Feldmitte der bei -196°C geprüften Platten P1 und P2

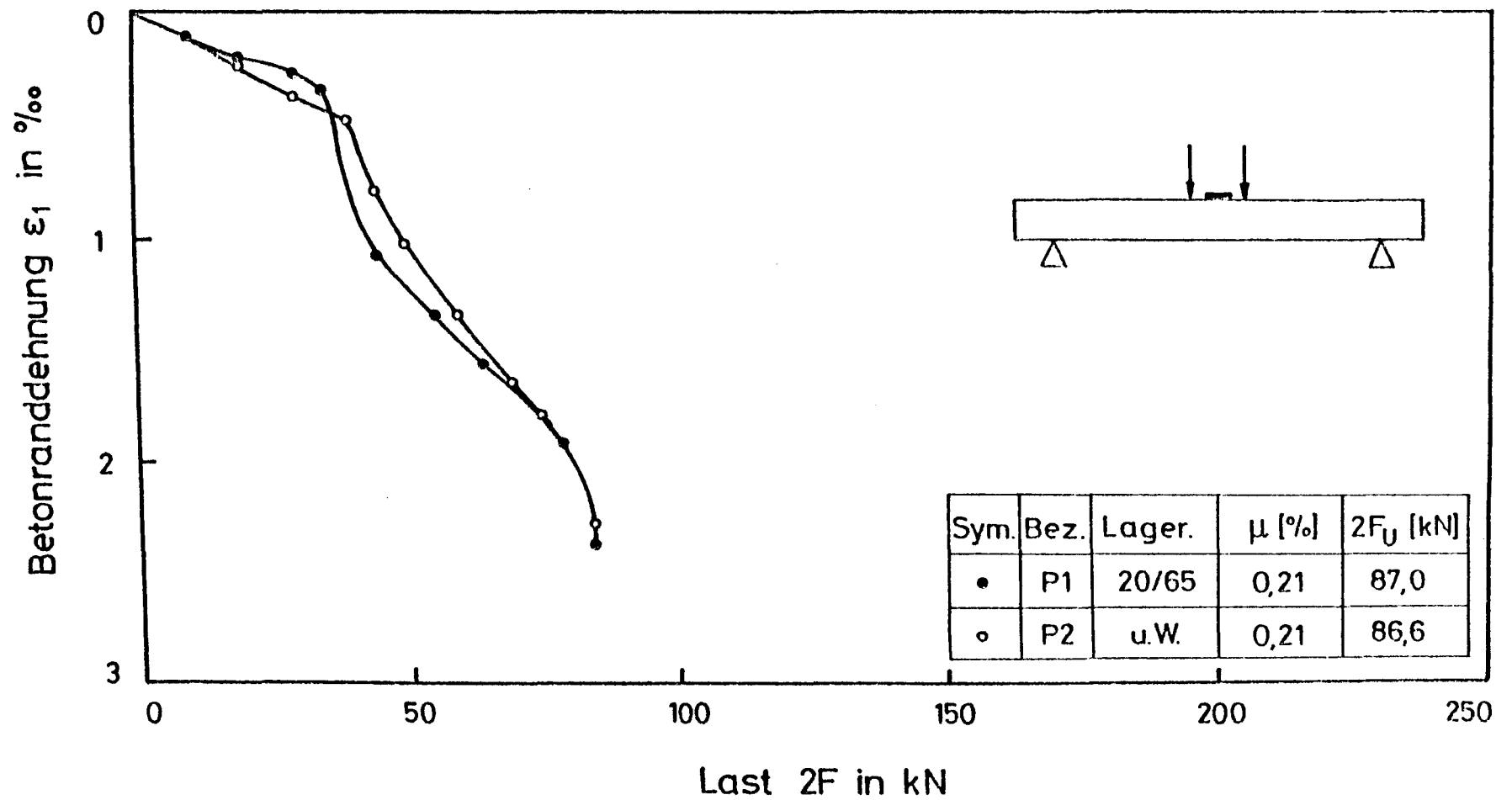


Bild 26: Betonranddehnung in Feldmitte der bei -196°C geprüften Platten P1 und P2

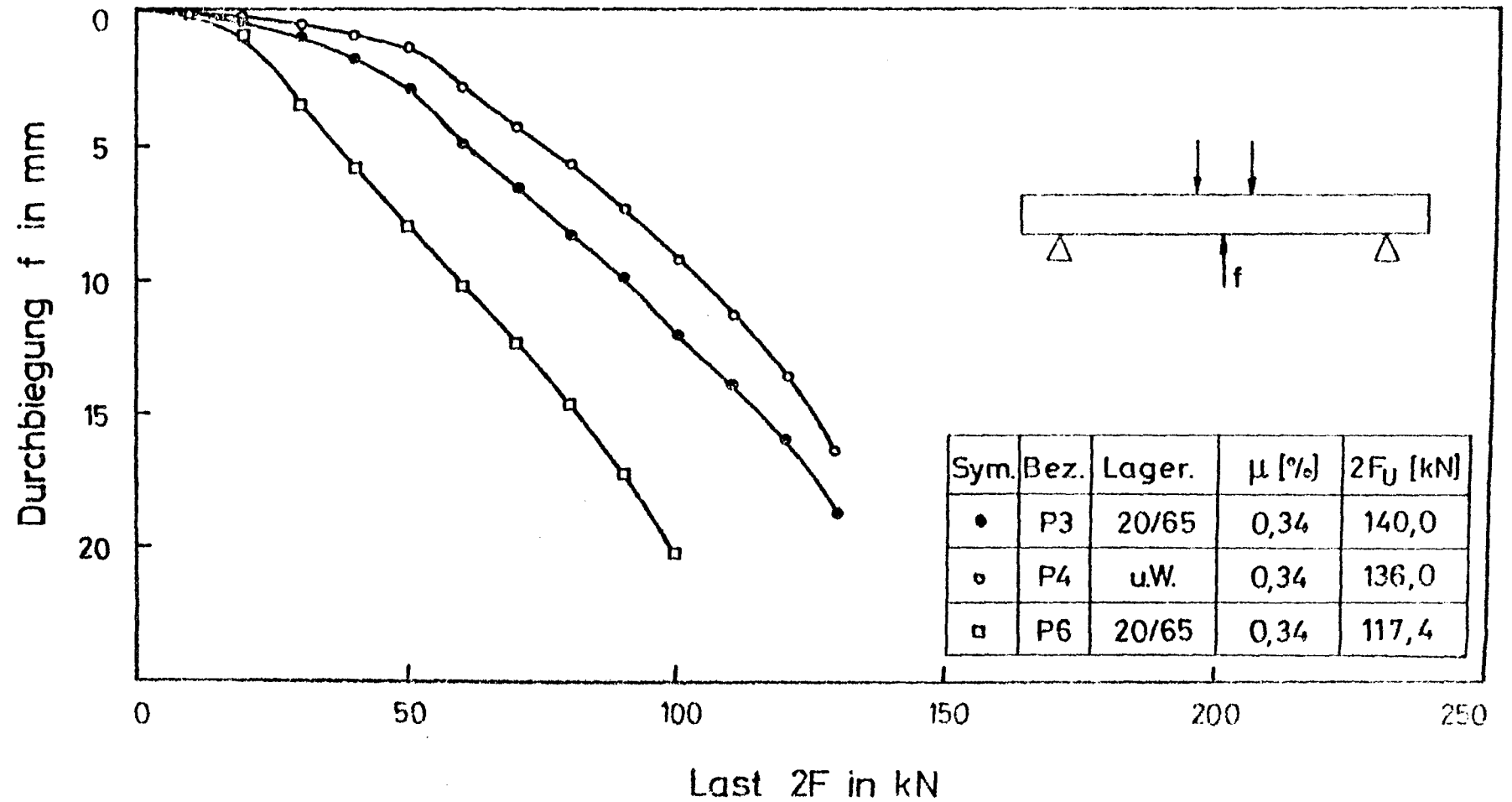


Bild 27: Durchbiegung in Feldmitte der bei -196°C geprüften Platten P3 und P4 bzw. der bei RT geprüften Platte P6

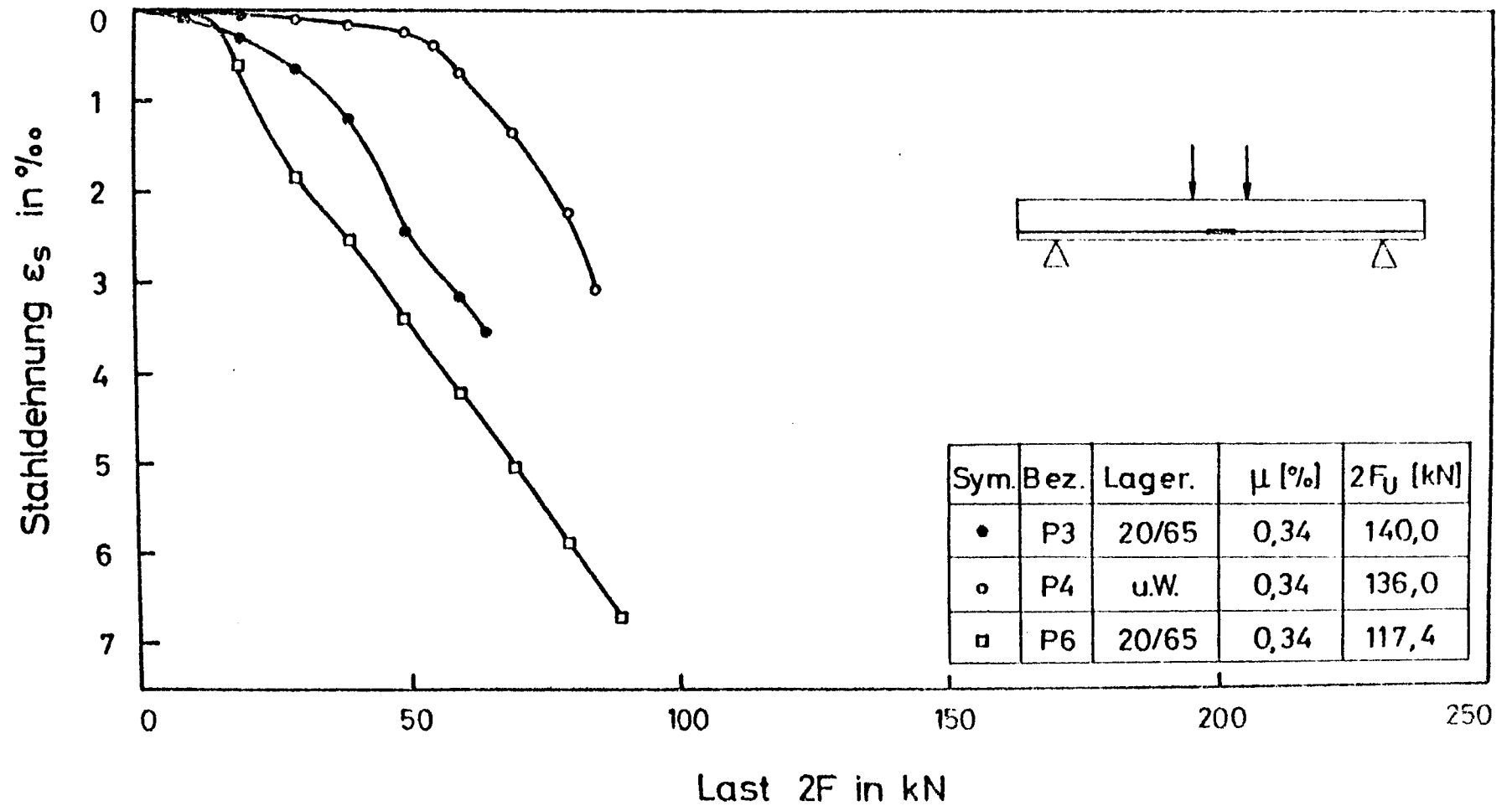


Bild 28: Stahldehnung in Feldmitte der bei -196°C geprüften Platten P3 und P4 bzw. der bei RT geprüften Platte P6

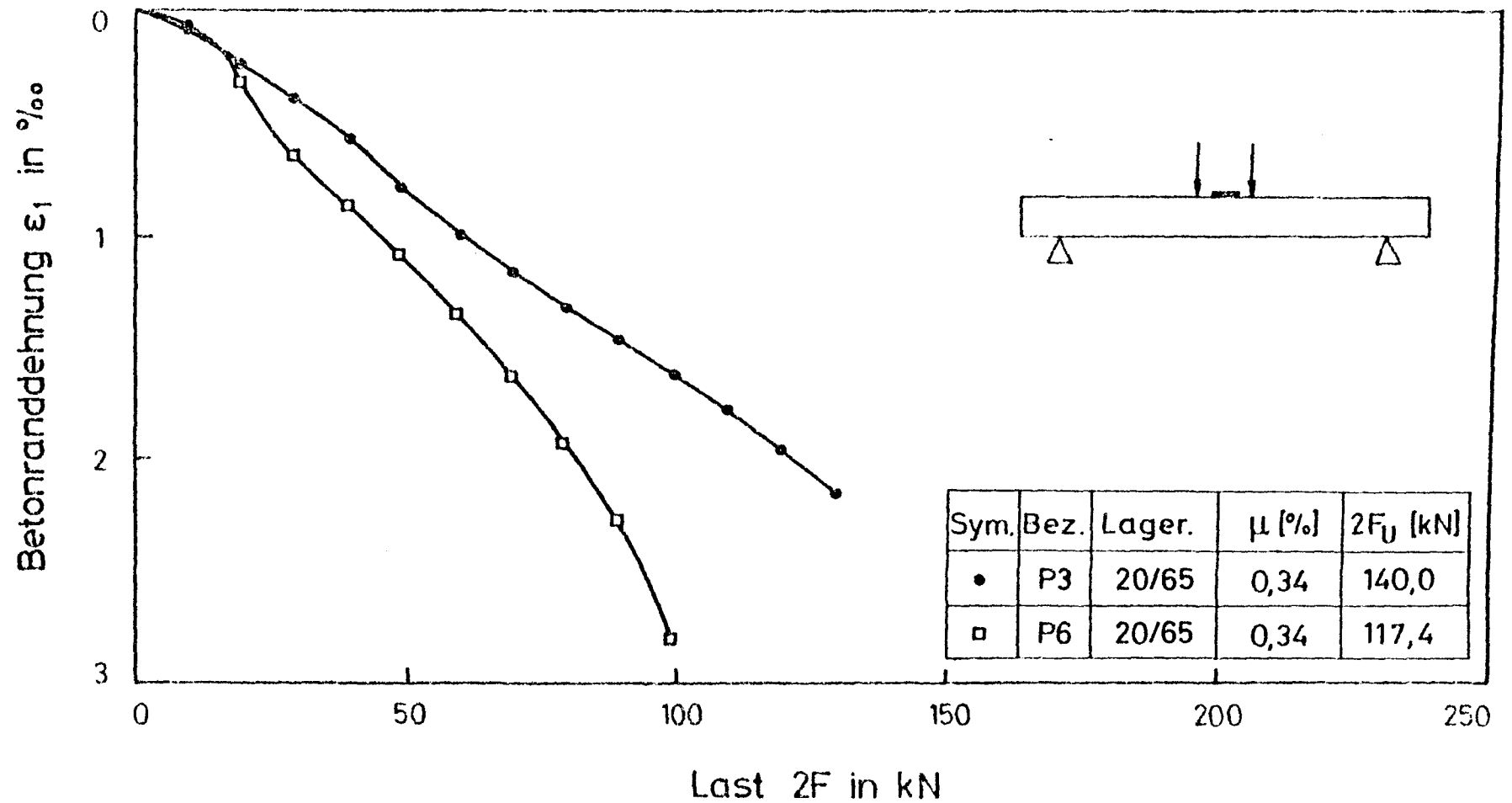


Bild 29: Betonranddehnung in Feldmitte der bei -196°C geprüften Platte P3 bzw. der bei RT geprüften Platte P6

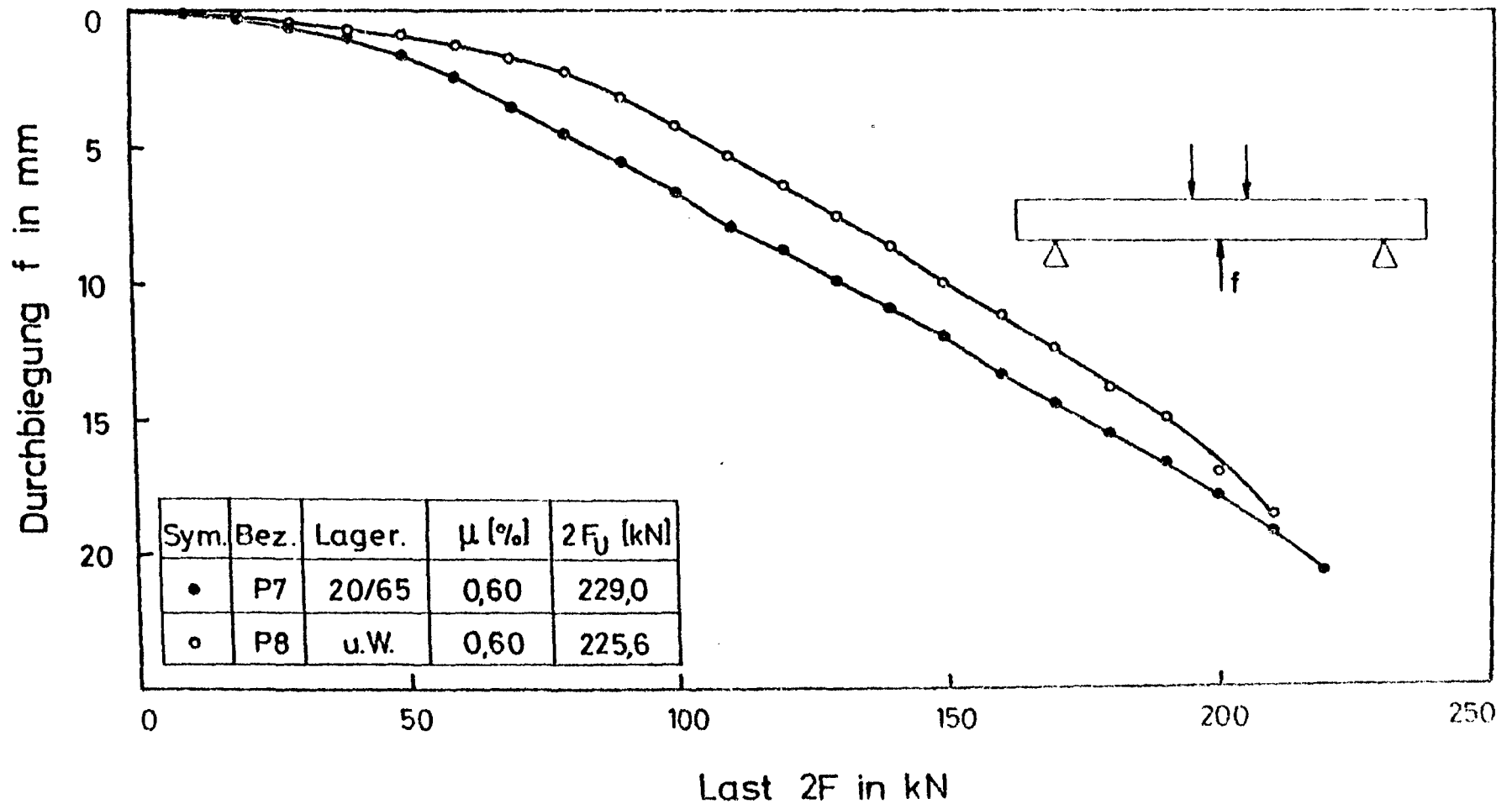


Bild 30: Durchbiegung in Feldmitte der bei -196°C geprüften Platten P7 und P8

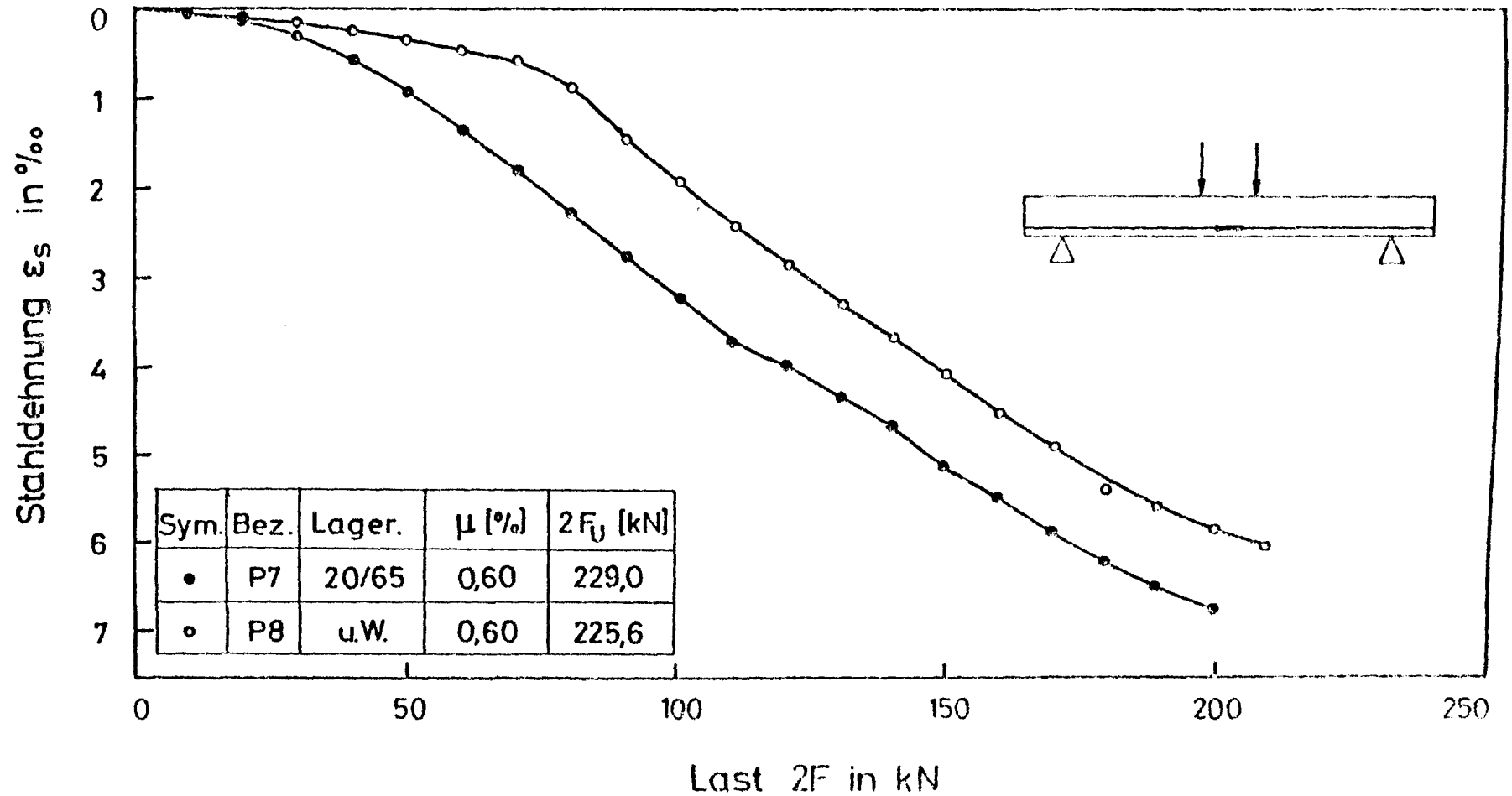


Bild 31: Stahldehnung in Feldmitte der bei -196°C geprüften Platten P7 und P8

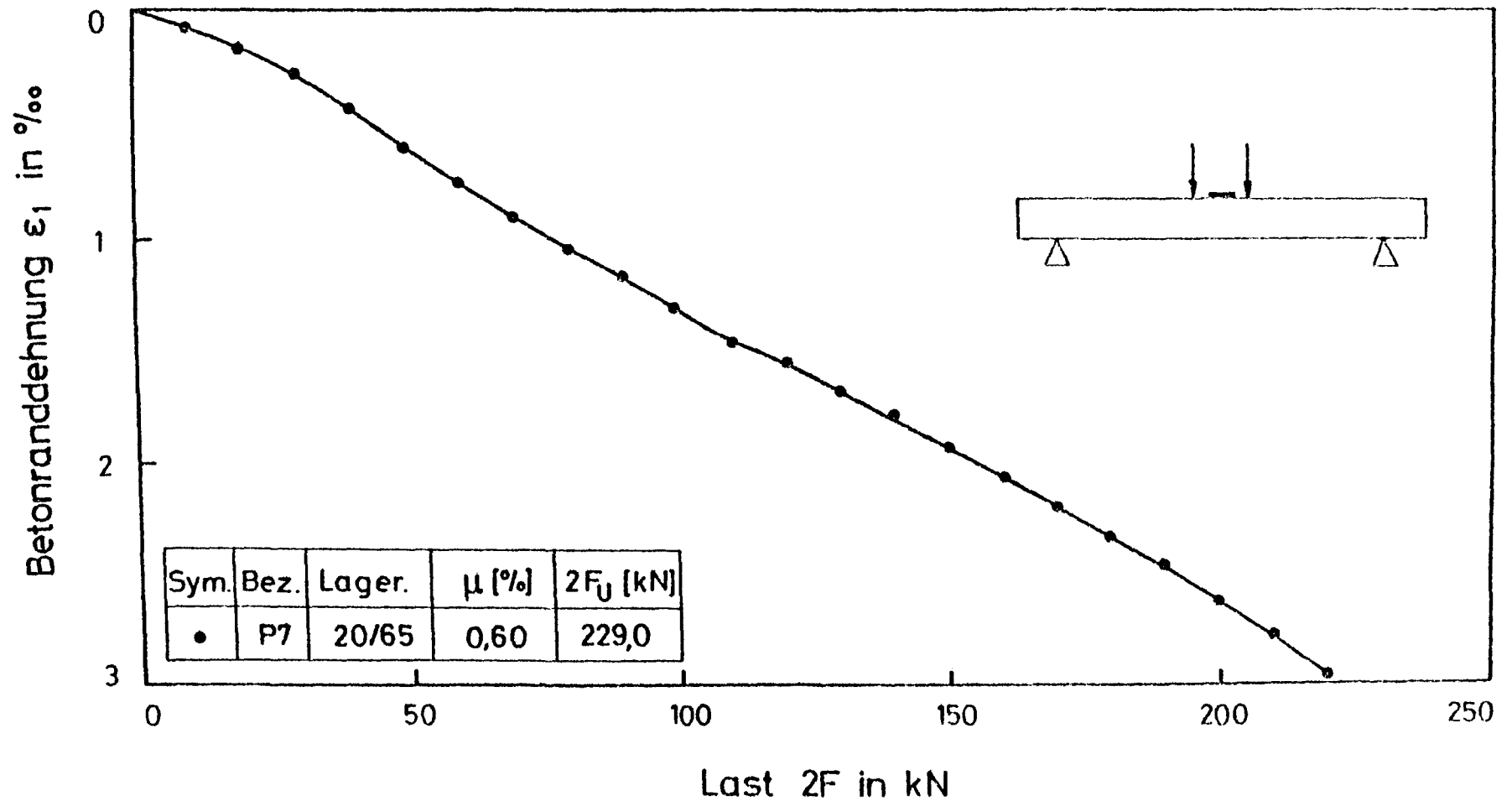


Bild 32: Betonranddehnung in Feldmitte der bei -196°C geprüften Platte P7

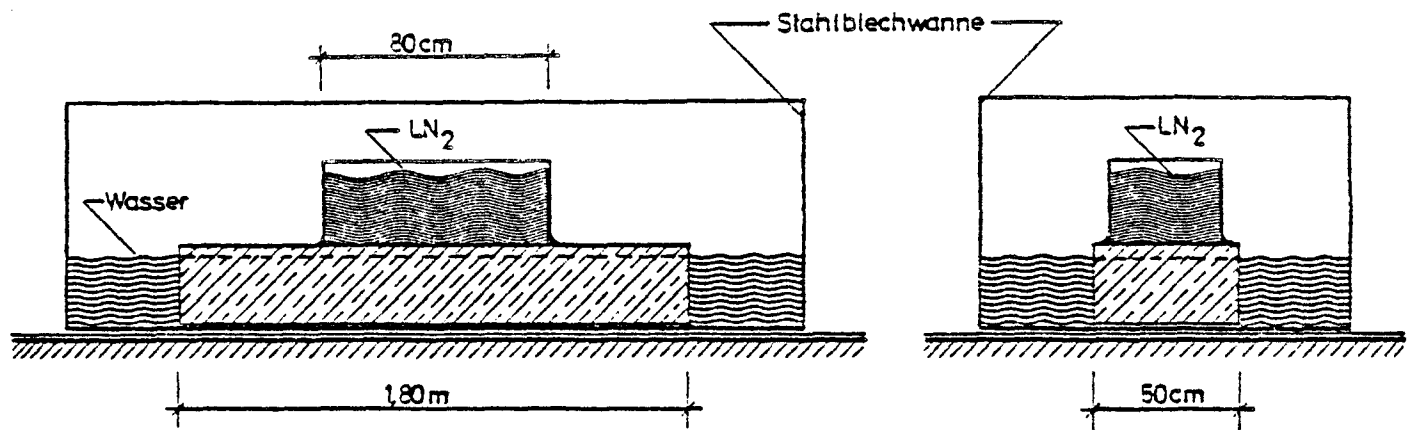


Bild 33: Schockartige Abkühlung der Platte P5 innerhalb eines oberen Teilbereichs



Bild 34: Versuchskörper P5 nach dem Biegeversuch

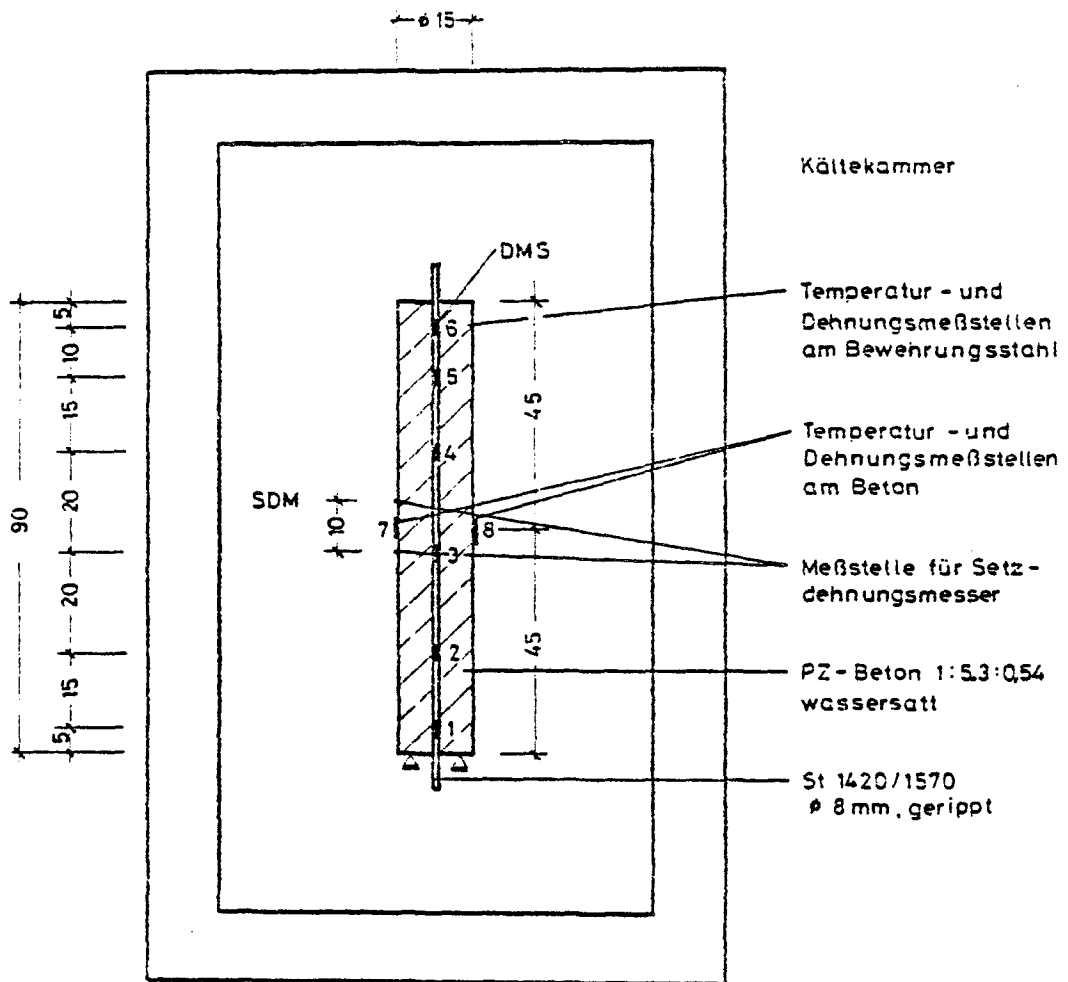


Bild 35: Versuchsaufbau und Meßstellenplan zur Bestimmung von Temperatureigenspannungen bei der Abkühlung

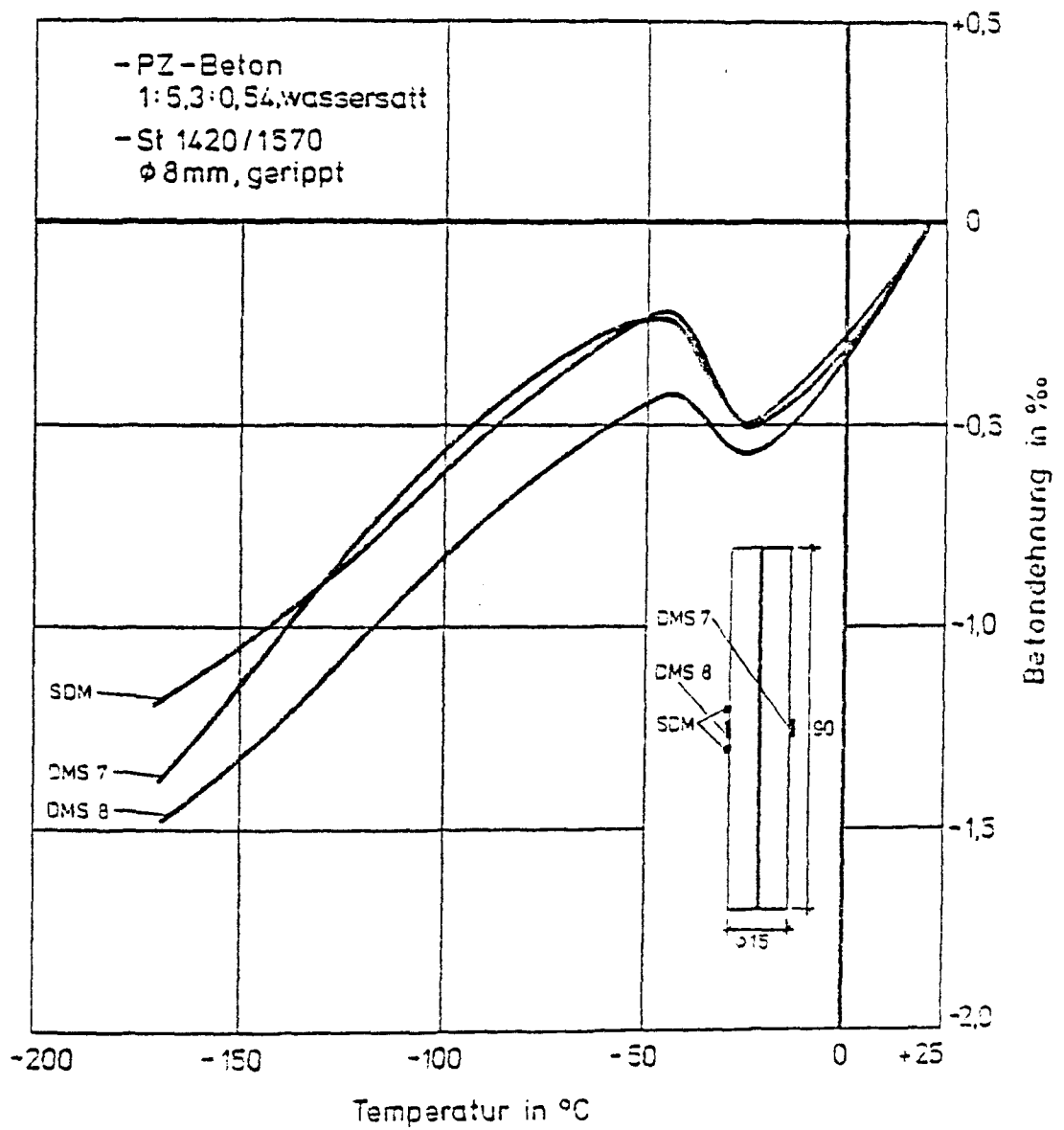


Bild 36: Thermische Zwangsdehnung des Betons beim Verbundkörper 1

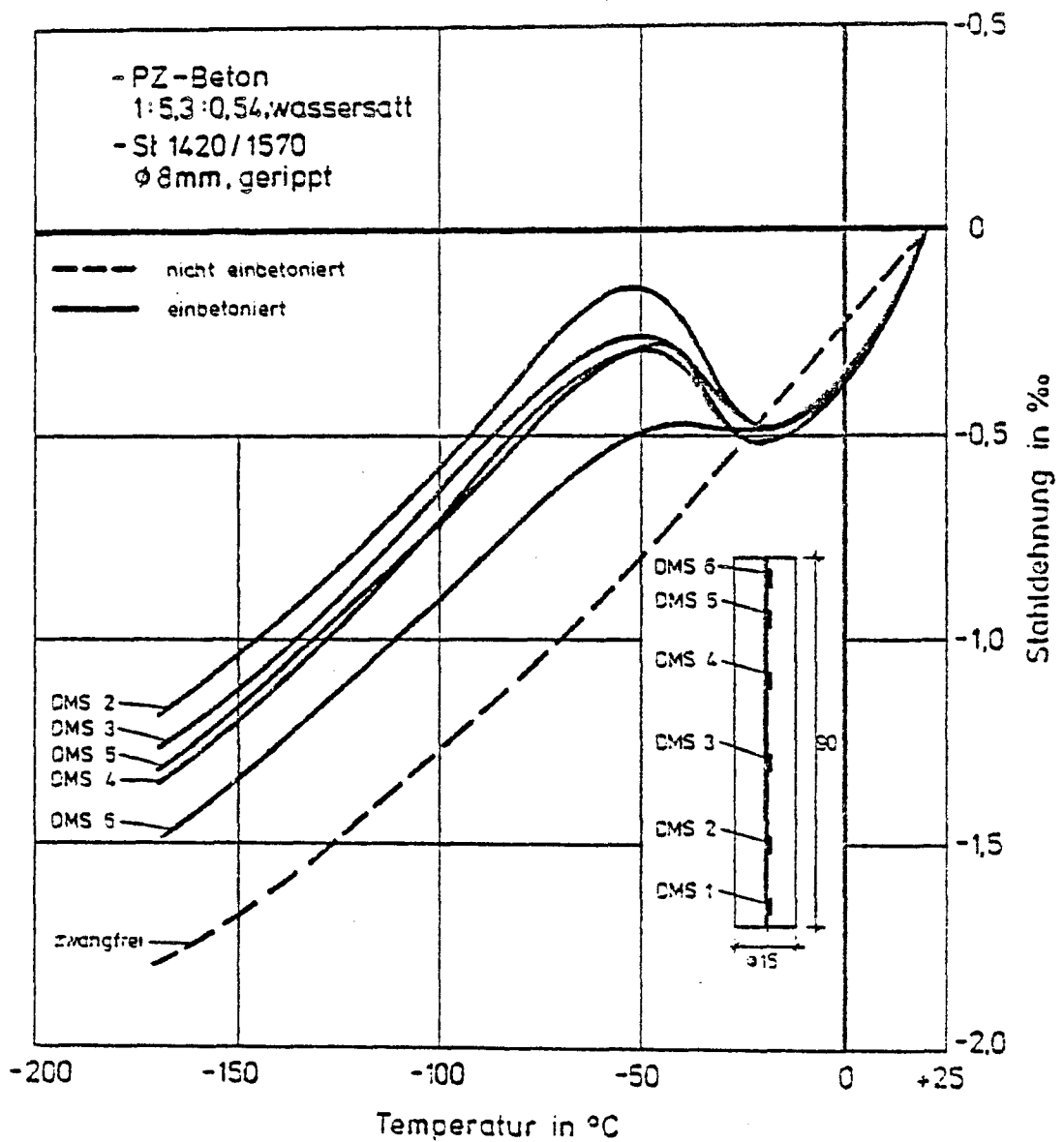


Bild 37: Freie thermische Dehnung und thermische Zwangsdehnung des Bewehrungsstabes (Spannstahles) beim Verbundkörper 1

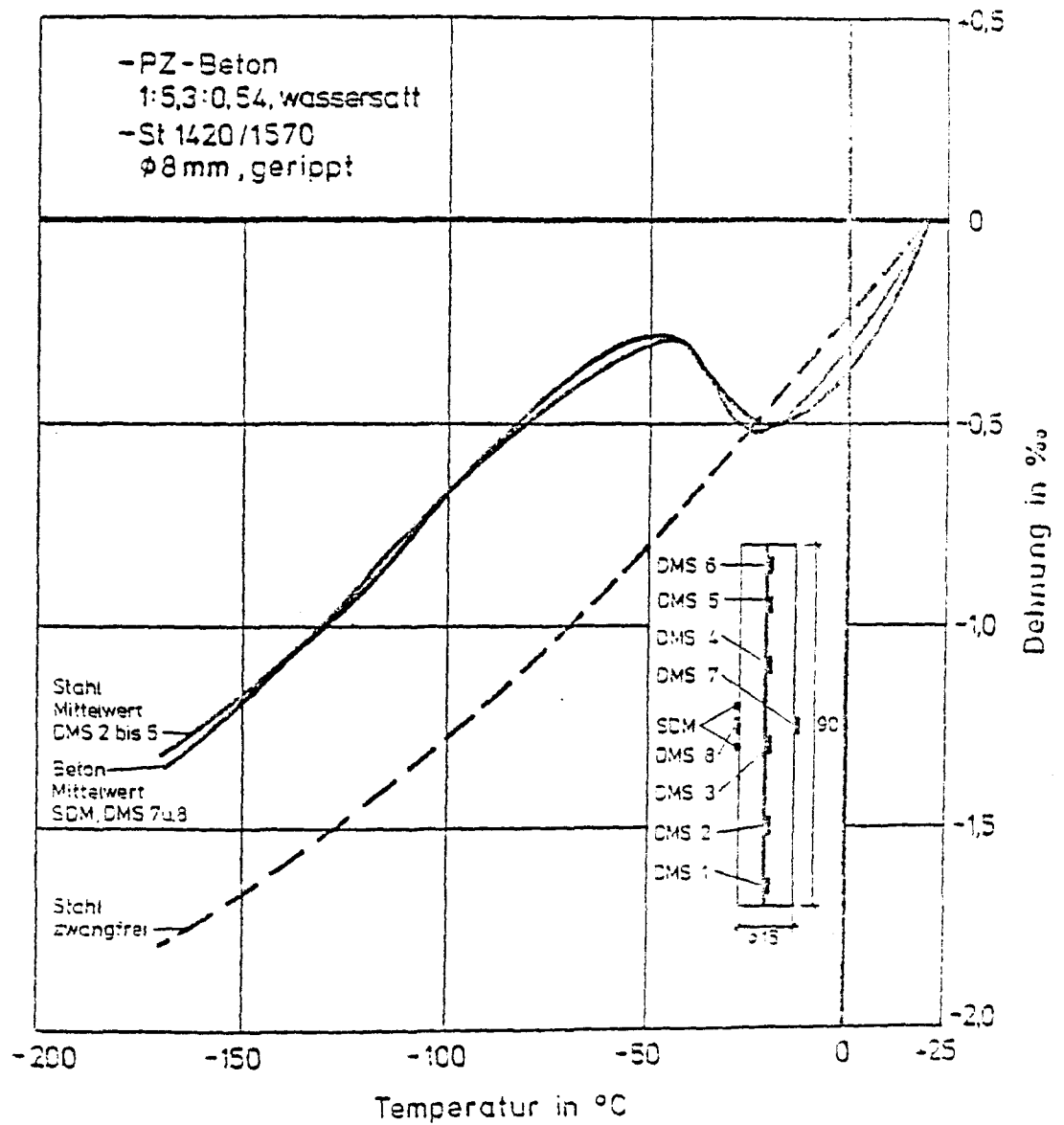


Bild 38: Mittlere thermische Zwangsdehnungen und freie thermische Dehnung des Bewehrungsstabes (Spannstahles) beim Verbundkörper 1

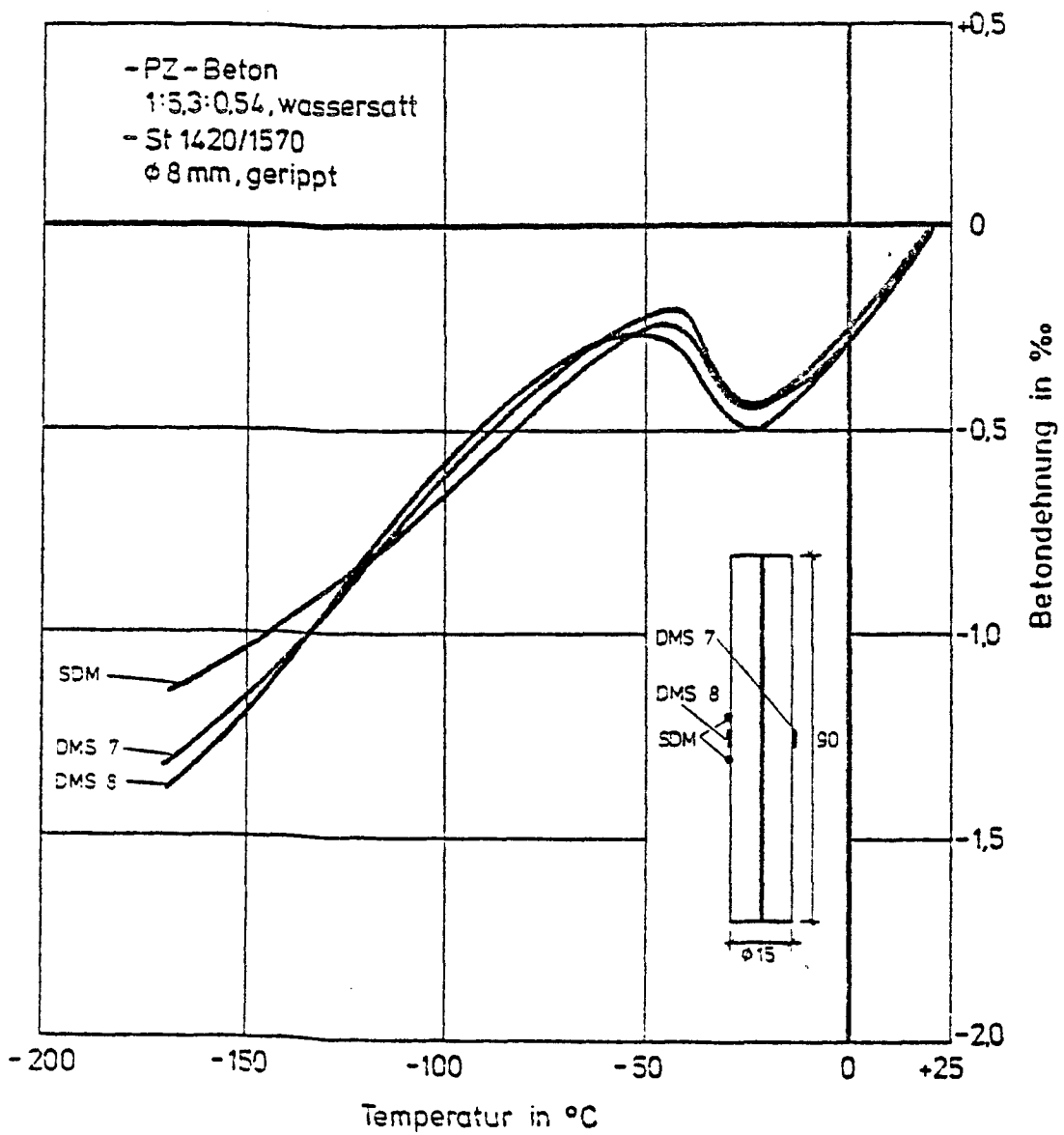


Bild 39: Thermische Zwangsdehnung des Betons beim Verbundkörper 2

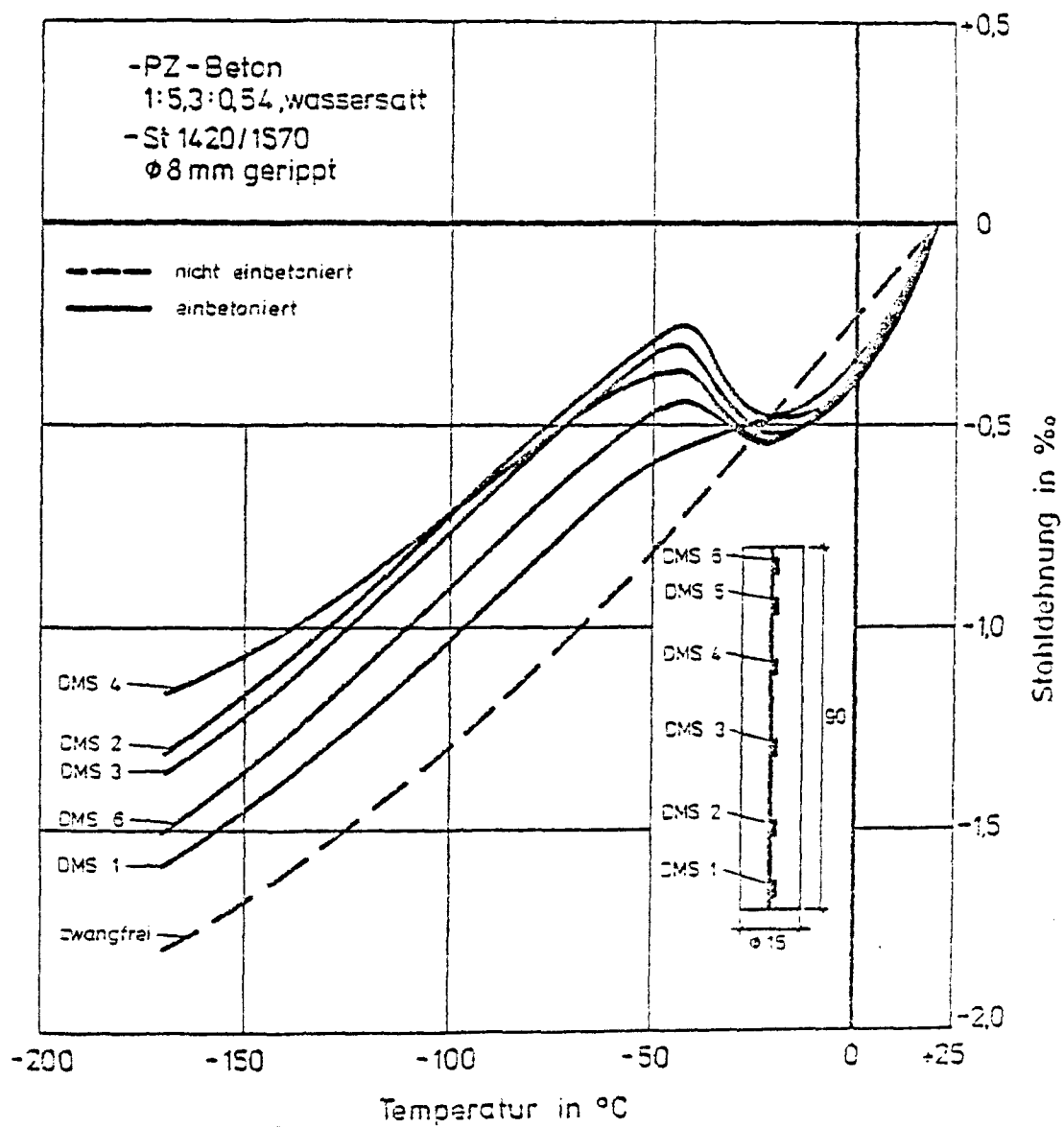


Bild 40: Freie thermische Dehnung und thermische Zwangs-
 dehnung des Bewehrungsstabes (Spannstahles) beim
 Verbundkörper 2

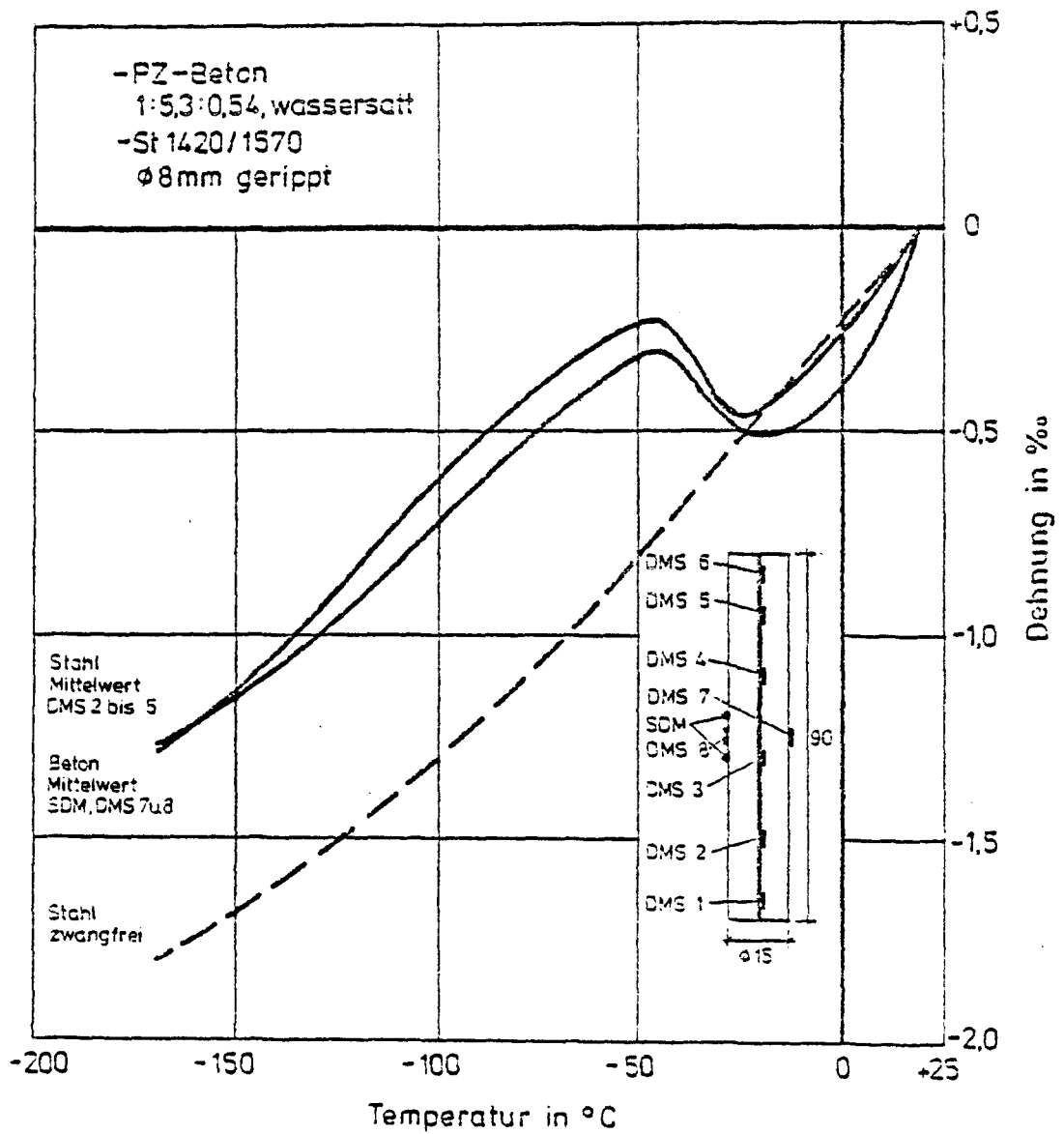
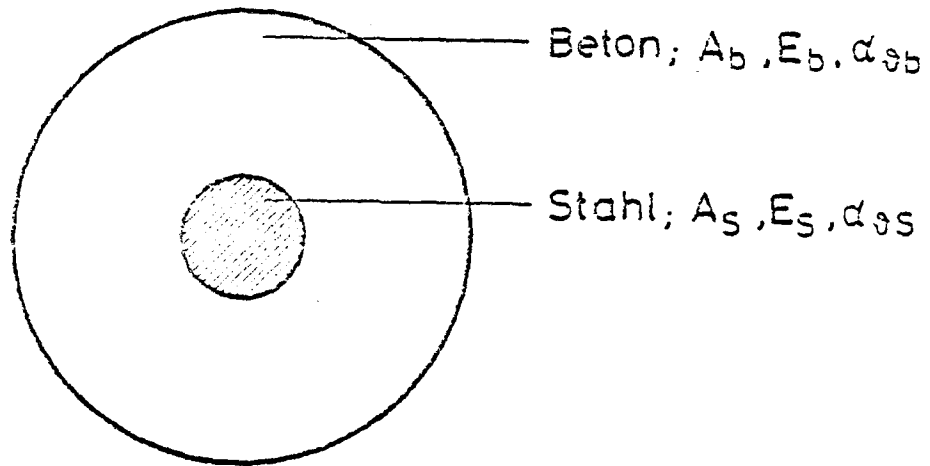


Bild 41: Mittlere thermische Zwangsdehnungen und freie thermische Dehnung des Bewehrungsstabes (Spannstahles) beim Verbundkörper 2



$$\mu = A_s / A_b$$

$$n = E_s / E_b$$

$$1 + n\mu \approx 1$$

$$\sigma_s \cdot A_s = -\sigma_b \cdot A_b$$

$$\text{res } \varepsilon_s = \text{res } \varepsilon_b$$

Bild 42: Beziehungen zur Abschätzung der thermischen Zwangsspannungen

